

Der Sichtbeton.

Von Bau-Ing. Hans Hölten, Münster i. Westf.

Vorwort.

Im Zuge des Wiederaufbaues unserer zerstörten Städte wurden Anbetracht der Vielzahl der neu zu erstellenden Bauten und der gemeinen wirtschaftlichen Lage zum Teil neue Bauformen gesucht und auch gefunden. Eine dieser Möglichkeiten ist die Ausführung in Stahlbetonskelettbauten in Rasterbauweise mit Sichtbeton. Sie zeichnet sich durch Wirtschaftlichkeit und klare Linienführung aus.



Bild 1. Teilansicht. Geschwungene Baufücht. Gesimsplatten. Sichtbetonmischung Nr. 1.

Gerade für die Rasterbauweise mit ihren schmalen Gesimsbändern und schlanken Säulen ist die Ausführung in Sichtbeton wie geschaffen, in alle Feinheiten dieser Bauform vorteilhaft herauszustellen.

Die Schwierigkeit der Ausführung solcher Bauten liegt darin, eine anwandfreie technische Lösung dafür zu finden, daß der Beton, wie er aus der Schalung kommt, sichtbar bleibend, allen Anforderungen in technischer und ästhetischer Hinsicht gerecht wird.

Nachstehend werden Erfahrungen aus dem Aufbau mehrerer größerer Bauten in Sichtbeton mitgeteilt mit dem Ziel, einen allgemeinen Erfahrungsaustausch anzuregen. Der Aufsatz steht unter dem Motto: „Aus der Praxis für die Praxis.“

2. Allgemeine Grundsätze für die Ausführung von Sichtbetonbauten.

a) Der Grundriss muß in seinen Ausmaßen auf das genaueste angelegt werden. Bei der Rasterbauweise beginnt in den meisten Fällen der Sichtbeton schon mit den Kellerfensterbänken, Fenstersäulen und Ge-

simsbändern der Kellergeschoßdecke (Bild 6 [A]). Es kommt also darauf an, daß der Kellergeschoßgrundriß bereits mit seinen Achsmaßen auf Millimeter genau festgelegt und diese Genauigkeit bei der Einschalung beibehalten wird. Dabei muß die Einschalung selbst so abgesteift werden, daß sich beim Betonieren keine maßlichen Veränderungen ergeben können.

Merke: Je besser das Kellergeschoß in seinen Maßen und Höhen aus der Schalung kommt, desto leichter ist die Arbeit bei den aufgehenden Geschossen.

b) Die Außensäulen müssen genau senkrecht übereinander stehen. Schon geringe Abweichungen von z. B. 5 mm im Geschoß sind bei den schlanken Säulen von einem geschulten Auge feststellbar und würden sich durch 4 bis 5 oder mehr Geschosse zu einem leicht sichtbaren, das ganze Bauwerk beeinträchtigenden Fehler fortsetzen (Bilder 1, 2, 3, 4 u. 6).

Merke: Die Lotrechte der Keller- und Erdgeschoßaußenstützen mit einem schweren Hängelot sicherstellen. Dabei beachten, daß das Lot zum Beispiel beim Aufstellen der Erdgeschoßstützen von deren Kopfpunkt bis zum Fußpunkt der Kellergeschoßstützen zu führen ist, und so weiter bei sämtlichen Geschossen. Sind Keller- und Erdgeschoßstützen betoniert und ausgeschalt, so empfiehlt es sich, die Einschalung der weiteren Geschosse mit dem Theodolit vor dem Betonieren zu überprüfen.

c) Die Gesimsbänder und -platten müssen genau waagerecht verlaufen. Geringe Abweichungen, vor allem beim Kellergeschoß (Augenhöhe), sind auch hier leicht feststellbar (Bilder 1, 2, 3, 4 u. 6).

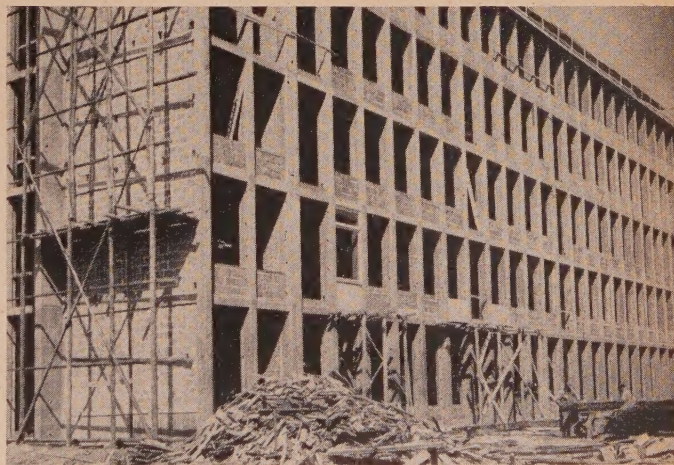


Bild 3. Teilansicht (Seite). Säulenbänder gehen durch, Gesimsbänder liegen 5 cm zurück, Sichtbeton = normale Kiesmischung.

Merke: Bei den möglichen Fehlerquellen aus der Benutzung der Wasserwaage und Schlauchwaage ist es unbedingt zu empfehlen, bei der Fertigstellung der Einschalung der Gesimsbänder die Höhen vor dem Verlegen der Bewehrung und Betonieren mit dem Nivellierinstrument zu überprüfen.

d) Die gleichmäßige Breite der Vorderseiten der Stützen und der Gesimsbänder ist ebenfalls sehr wichtig. Diese Forderung kann erfüllt werden, wenn für die Schalung der Stirnseiten gute, parallel gehobelte Bretter verwandt werden (Bilder 1, 2 u. 3).

Merke: Die Stirnbretter sind vor jeder weiteren Verwendung auf Maßhaltung zu überprüfen.

Bei Säulen mit Trapezquerschnitt müssen die Keilstücke und Füllstücke ebenfalls alle das gleiche Maß haben, um beim Abkränzen der Säulen einen ungleichen Druck zu vermeiden, denn auch hier-

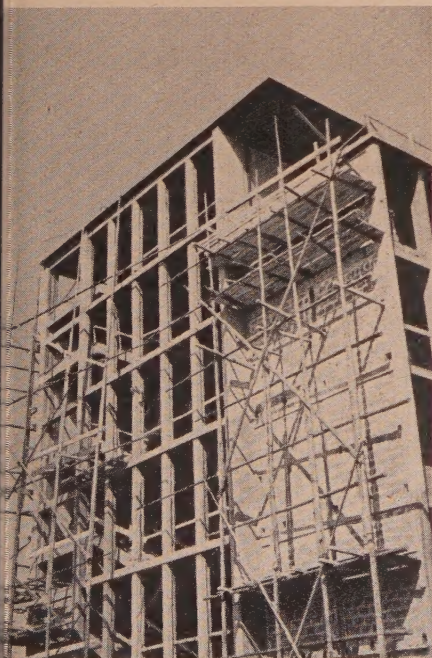


Bild 2. Giebelseite. Gesimsbänder liegen 6 cm vor der Säulenfücht. Sichtbeton = normale Kiesmischung.

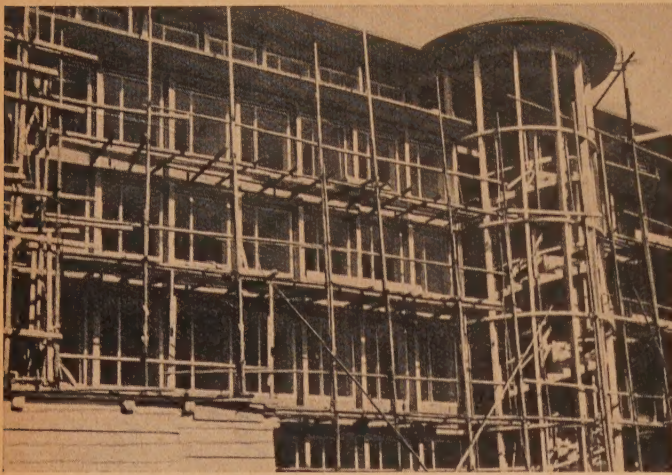


Bild 4. Rückfront. Rundes Treppenhaus (Wendeltreppe). Sichtbeton = Mischung Nr. 1.

durch kann die glatte Fläche bzw. gleichmäßige Breite beeinträchtigt werden (Bild 5).

e) Die Gleichmäßigkeit der Mischung vom Keller- bis zum Dachgeschoß in bezug auf Farbe und Struktur (Kornzusammensetzung) ist ebenfalls unerlässlich.

Merke: Die vorstehenden Voraussetzungen sind nur zu erfüllen, wenn von der ersten bis zur letzten Sichtbetonmischung die Zusammensetzung der Mischung durch Abmessen (Gewicht- oder Raummaß) gewährleistet ist.

Mit der Beachtung dieser Grundsätze, welche nur durch eine Überwachung der Arbeiten durch entsprechend geschulte Aufsichtskräfte möglich ist, steht und fällt der Sichtbetonbau. Fehler, infolge von Verstößen gegen vorstehende fünf Punkte, sind bei der Eigenart dieser Bauweise nicht mehr zu beseitigen. Zum mindesten ist ihre Abschwächung mit großen Kosten verbunden.

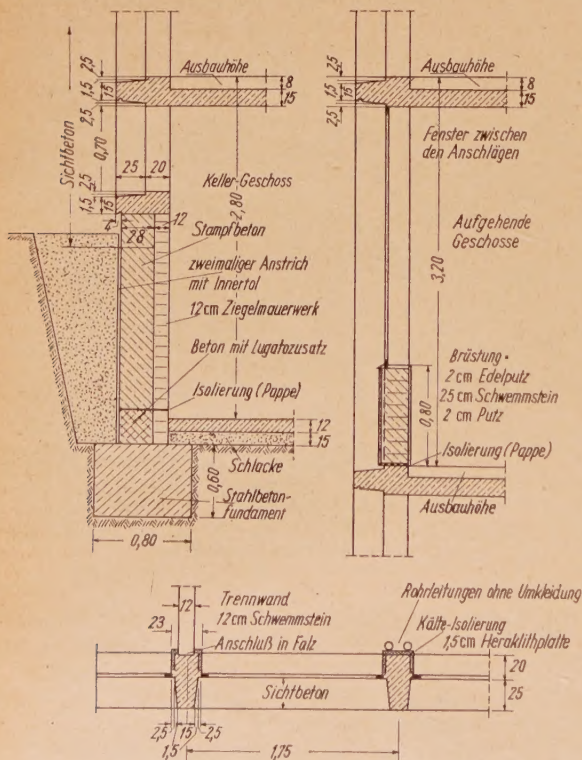


Bild A. Schnitte (vgl. Bilder 1, 2, 3, 4 und 6) des Kellergeschosses.

3. Technische Einzelheiten über ausgeführte und geplante Profile.

Die nachstehend in den Bildern A bis C dargestellten technischen Einzelheiten sollen nur ein Hinweis auf die Möglichkeiten sein, welche für die außerordentlich vielseitigen Gestaltungsformen von Außenfronten in Sichtbeton gegeben sind. Die angeführten Beispiele sind zum Teil ausgeführt und zum Teil geplant.

Die ausgeführten Bauten sind als gut gelungen zu bezeichnen und haben in Fachkreisen allgemeine Anerkennung gefunden.

4. Einschalen.

Die zweckmäßige Wahl und sorgfältige Ausführung der Schalung

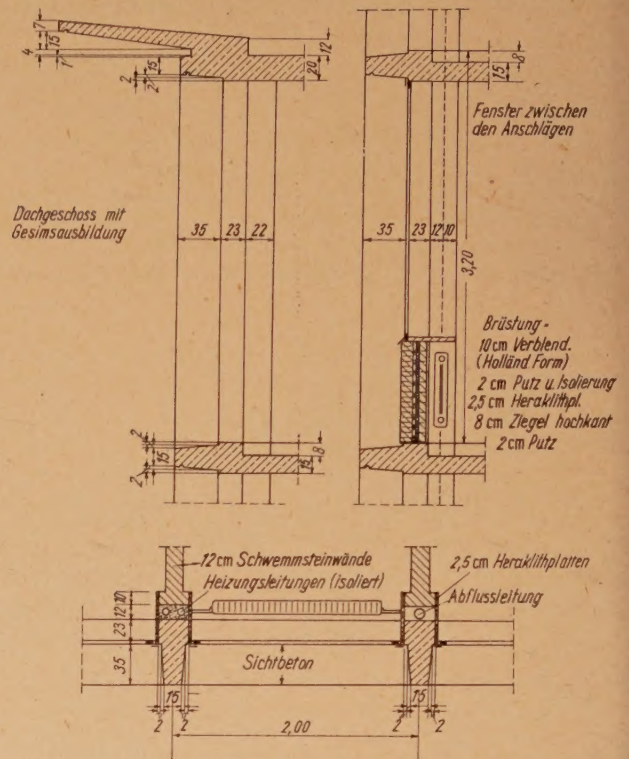


Bild B. Schnitte des Dachgeschosses mit Gesimsausbildung (vgl. Bilder 1, 4 und 10)

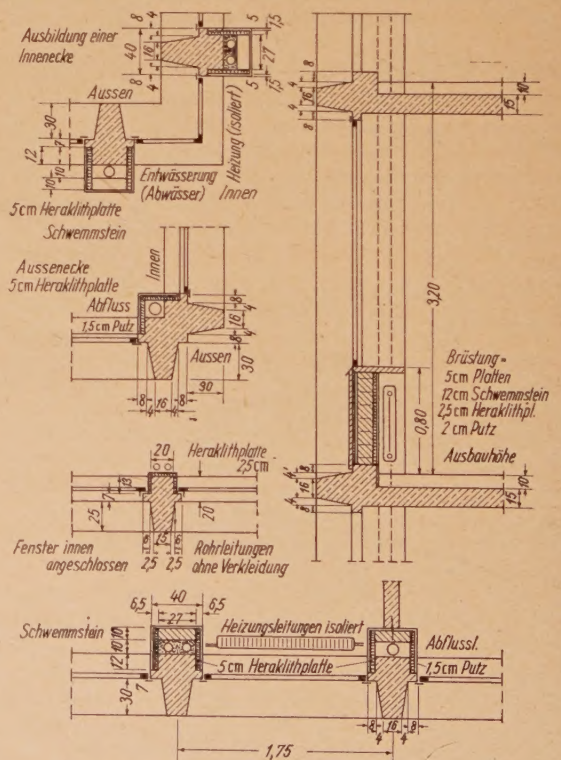


Bild C. Eckausbildungen (Profile sind geplant).

hat großen Einfluß auf das Gelingen des Sichtbetons. Der Verteuerung der Einschalen steht die Ersparnis an Ausbau- und Unterhaltungskosten gegenüber, die höher liegen.

A. Stahlschalung.

Für die Herstellung von Sichtbeton ist die Stahlschalung an sich sehr gut geeignet. Der Beton kommt glatt heraus. Außerdem läßt er



5. Schalungskasten für eine konische Sichtbetonsäule. Raue Schalung mit Hartfaserplatte. Auffütterung der schrägen Seitenflächen. Ecken 1,5 cm abgefast.

in durch Rütteln ausgezeichnet verdichten, da bei der Stabilität Einschalung keine Gefahr für Formveränderungen besteht. Auch die Gefahr von Maßabweichungen bei der Stahlschalung kaum geben.

Nachteile der Stahlschalung sind ihre langen Lieferzeiten, welche allen Dingen dann zu Schwierigkeiten führen, wenn die Zeit zwischen der Ausschreibung und dem Arbeitsbeginn kurz ist. Im übrigen hängt die Wirtschaftlichkeit der Stahlschalung entscheidend von ab, wie oft sie verwendet werden kann.

Holzschalung.

Die Praxis hat gezeigt, daß man auch mit Holzschalung alle Anforderungen, die an den Sichtbeton gestellt werden, erfüllen kann. Je nach der Ausführung des Sichtbetons gibt es verschiedene Arten der Einschalung mit Holz:

Gehobelte Schalung (Bilder 1, 4 und 10).

Hierzu werden gute, gleichmäßig dicke, einseitig gehobelte Bretter mit Nut und Feder verwendet. Entsprechend der Breite der seitlichen Sichtbetonflächen werden Tafeln zusammenge nagelt. Die Nagelköpfe werden versenkt und die entstandenen Vertiefungen mit Kitt ausgefüllt. Die fertigen Tafeln werden dann nochmals geschliffen, um die Unebenheiten an den Fugenstellen zu beseitigen. Nach genauer Ablängung (Säulenhöhe) werden die Tafeln zu Schalungsebenen zusammenge nagelt. Dabei werden die Innenflächen der Säulen, die später verputzt werden sollen, mit rauher Schalung versehen.

Um die gleichmäßige Breite der Vorderseiten der Säulen sicherzustellen, werden die beidseitig besäumten Stirnbretter zwischen Seitenplatten eingesetzt. Die Schalungskästen werden nun zunächst (zweimal) mit einem den Beton nicht färbenden Schalungsöl gestrichen und können dann aufgestellt werden.

Diese Schalungsart ist nur dort anwendbar, wo die Sichtbetonflächen später gekrönelt, gestockt oder mit Sandstrahl abgeblasen werden, so daß die auf der Betonhaut sichtbaren Spuren der Fugen durch diese Nachbehandlung verschwinden.

Rauhe Schalung mit Hartfaserplattenbelag (Bilder 2, 3, 5, 6 u. 9).

In diesem Falle werden die Säulentafeln aus rauher Schalung von gleichmäßiger Dicke zusammenge nagelt. Die Sichtbetonflächen bekommen dann einen Belag aus mindestens 4 mm dicken Hartfaserplatten. Diese Platten können mit dünnen Nägeln aufge nagelt, leicht auch aufgeleimt werden, hierüber liegen noch keine Erfahrungen vor.

Bei der Witterungsempfindlichkeit der unbehandelten Hartfaserplatte ist es jedoch wichtig, sie durch mehrmaliges Streichen mit Schalungsöl gegen Feuchtigkeit zu schützen. Treten in der Einschalungszeit starke Temperaturunterschiede auf (Hochsommer), so empfiehlt es sich, vor dem Betonieren die Schalung nochmals genau überprüfen.

Die mehrmalige Verwendung der Hartfaserplatten ist möglich. Voraussetzung ist dabei eine ausreichende Güte der Platten und ihre sorgfältige Behandlung beim Ein- und Ausschalen, damit Beschädigungen vermieden werden.

Die rauhe Schalung mit Hartfaserplattenbelag ist dort anzu-

wenden, wo keine Nachbehandlung der Sichtbetonflächen vorgesehen ist bzw. die Betonhaut erhalten bleibt und nur leicht geschliffen, mit einer Drahtbürste abgebürstet oder einem Fluatanstrich behandelt wird. Sollte sie sich auch preislich günstiger gestalten als gehobelte Schalung, was im allgemeinen der Fall ist, so ist dieser Schalungsart überhaupt der Vorzug zu geben, da sie auch arbeitsmäßig günstiger ist.

An den Stoßstellen der Hartfaserplatten sind im fertigen Beton dünne Fugen zu sehen, während die übrigen Flächen spiegelglatt erscheinen. Man kann deshalb durch die Anordnung der Größen und Formen der Hartfaserplatten die Gestaltung vielfältig beeinflussen.

Bei Säulen und Gesimsbändern mit Trapezquerschnitt muß eine Auffütterung der schräglaufenden Schalungstafeln vorgesehen werden, damit für die Abrödelung mit Kanthölzern und Säulenkränzen ein quadratischer bzw. rechteckiger Querschnitt zur Verfügung steht (Bilder 5 und 6).

Zur Erreichung besonderer architektonischer Wirkungen können bei Außenwänden und Gesimsuntersichten auch Wellbleche zur Einschalung verwendet werden. Größere Flächen lassen sich auf diese Weise sehr schön beleben und aufteilen. Allerdings sind jedoch die Stoßfugen besonders sorgfältig zu behandeln, um Absätze zu vermeiden.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß neben den gestalterischen Möglichkeiten durch die Einschalung auch durch die Farbgebung sehr viele verschiedenartige Wirkungen erzielt werden können. Die Herstellung eines farbigen Betons bietet heute keine Schwierigkeiten mehr. Farbiger Sichtbeton dürfte z. B. für größere repräsentative Räume in Frage kommen.

5. Bewehrung.

Die Bewehrung der Sichtbetonbauteile richtet sich naturgemäß nach der statischen Berechnung.

Im Interesse der guten Durcharbeitung und Verdichtung des Sichtbetons empfiehlt es sich, den Stahlquerschnitt möglichst gering zu halten.

Bei den feingliedrigen Säulen der Rasterbauweise besteht z. B. oft die Möglichkeit, den vorderen Teil der Säule nur konstruktiv zu bewehren und allein den hinteren Teil als statischen Querschnitt zu nutzen.

Bei Verlegen der Bewehrung muß unbedingt darauf geachtet werden, daß der äußerste Rundstab eine solche Betonüberdeckung hat, daß ein Angreifen des Stahls durch äußere Feuchtigkeit auf die Dauer verhindert wird. Empfohlen wird eine Betondeckung von mindestens 3 cm. Sie muß durch Abstandhalter sichergestellt werden. Hierfür haben sich Abstandsklötzchen aus Beton in Eiform mit Befestigungsdraht oder Klemmbügeln¹⁾ gut bewährt. Außerdem ist die richtige Lage des fertig eingebauten Bewehrungskorbes zu prüfen. Zu diesem Zweck muß die rückwärtige Schalungsklappe leicht abnehmbar sein, sie darf also beim Aufstellen der Säulen nur geheftet werden.

Die kritischen Stellen der Bewehrung liegen im Stützenfuß, da hier neben den vorhandenen Anschlußstäben der neue Korb in oft kleinen

¹⁾ Dolomit-Abstandhalter; Lieferung durch „Gewerkschaft Dolomit“, Heidelberg-Wieblingen.

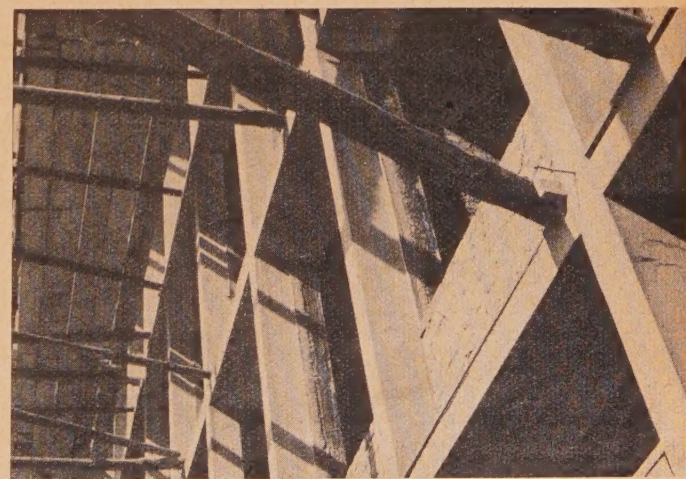


Bild 6, Sichtbetonmischung Nr. 2. Blick durch mehrere Geschosse aufwärts. Im hinteren Teil der Säulen Heraklithplatten einbetoniert. Brüstung 25 cm Schwemmstein + 5 cm Platten.

Betonquerschnitten untergebracht und auch hier die Bewehrung an allen Stellen mit 3 cm Beton überdeckt werden muß.

Sind diese Voraussetzungen erfüllt, kann die hintere Säulenklappe angebracht und die Abrödelung bzw. Abkränzung der Säulen durchgeführt werden.

Ebenso ist bei waagerechten Gesimsbändern und den darin meistens eingebauten Wasserhasen auf genügende Überdeckung des Stahls zu achten.

6. Betonieren.

a) Mischungsverhältnisse.

(Bilder 7 u. 8)

Die folgenden Betrachtungen gelten für den niederrheinisch-westfälischen Bezirk und andere Gebiete, in denen ähnliche Zuschlagstoffe vorherrschen.

Der übliche niederrheinische Kiesbeton ist zur Verwendung als Sichtbeton nur für größere Säulenquerschnitte und dicke Wände und Decken geeignet. Dabei ist Voraussetzung, daß er gut durch Rütteln verdichtet wird. Die Betonhaut zeigt in

Bild 7. Mischungsverhältnisse anschaulich gemacht. Obere Reihe = Sieblinien, von links = D, E, F. Mittlere Reihe = Sichtbetonmischungen, daneben außen = geschnittene Probewürfel. Untere Reihe = Probeplatten der jeweils darüberstehenden Mischung, oberes Drittel = Sandstrahl, mittleres Drittel = ohne Sandstrahl, unteres Drittel = Drahtbürste.

diesen Fällen eine poröse Struktur, die nicht immer gewünscht wird. Für die feingliedrigen Querschnitte der Rasterbauweise kann diese Mischung jedoch wegen der großen Gefahr von Kiesenestern nicht empfohlen werden. Die Ursache liegt in der Unzulänglichkeit des Rheinsandes 0/7 mm begründet.

Dieser in gewaschenem Zustand gewonnene Sand hat im allgemeinen nur 1% Durchgang durch das 0,2-mm-Sieb. Dagegen liegt der Durchgang durch das 1-mm-Sieb etwa bei 30 bis 34%. Dieses Maßverhältnis muß ausgeschaltet werden wenn Sichtbeton mit dichter glatter Betonhaut entstehen soll.

Als einfachster Weg wurde in einer Reihe von Versuchen die Beigabe von Kalksteinsand mit rd. 4% 0/0,2 mm und rd. 15% 0/1 mm als gute Lösung herausgefunden.

So entstand die Mischung Nr. 1 mit einem Zementanteil von

300 kg/m³ fertigen Beton, bei dem Wasserzementfaktor 0,65. Sie ist für dickere Querschnitte sehr geeignet, wirtschaftlich vorteilhaft und bringt gute Festigkeiten. Auch läßt sie sich schon durch Stochern mit langen Latten und Klopfen der Schalung von außen hinreichend verdichten.

Möglichkeiten für eine nachträgliche Bearbeitung der Sichtfläche der Mischung 1 sind Stocken, Kröneln, Spitzen und Fluatstrich. Zum Schleifen ist dieser Beton zu hart, und in seiner Außenhaut liegt das Gemenge des beim Schleifen angefaßten Kornes nicht gleichmäßig genug. Dagegen erbringt eine Behandlung durch Sandstrahlgebläse gute Ergebnisse.

Bei den Versuchen hat sich gezeigt, daß die Sieblinie E für den Sichtbeton am geeignetsten ist. Jede stärkere Abweichung in Richtung Linie D bedeutet eine gröbere Mischung mit erhöhter Gefahr von porösen Stellen in der Außenhaut (Kiesenester) und eine wesentlich schwierigere Verarbeitbarkeit des Betons.

Im Zuge weiterer Versuche zur Erreichung eines Sichtbetons von hellerer Farbe und noch dichter Außenhaut wurde eine Mischung entwickelt, die als Nr. 2 bezeichnet werden soll. Bei ihr ist durch Zusatz von Kalksteinsand der Anteil 0/0,2 mm erhöht. Hierdurch wird ein Beton erzielt, der sich sehr gut, vor allem für feingliedrige Bauteile verarbeiten läßt und eine sehr dichte glatte Außenhaut von heller grauer Farbe ergibt.

Die Zuschlagstoffe werden getrennt nach Rheinkies 7/30 mm, Rheinsand 0/7 mm, Kalksteinsand 0/4 mm und Kalksteinsand 0/0,2 mm zugegeben und annähernd nach der Linie E zusammengestellt. Der Zementanteil ist wieder 300 kg/m³ fertiger Beton und der Wasserzementfaktor 0,65. Die Sichtbetonmischung 2 hat den Vorteil, daß sie bei Verwendung von Hartfaserplatten für die Einschalung nicht gestockt, geschliffen oder abgeblasen werden muß, sondern einfach mit einer Drahtbürste abgebürstet werden kann. Durch diesen Arbeitsgang wird der dünne Staubfilm, der sich wegen der Verwendung des Kalksteinsandes etwas stärker zeigt, gelöst. Anschließend nimmt eine Abspülung mit Wasser den Staub weg.

Es zeigt sich dann eine feinporig sonst glatte Fläche, die als witterungsbeständig anzusprechen ist. Der Einwand, daß in diesen Poren eindringende Wasser werde im Laufe der Jahreszeiten und Jahre den Beton zerstören, ist wohl nur theoretisch zu werten, denn die Poren sind in ihrer Form konisch, innen mit einer Zementhaut überzogen und damit dicht und wasserabweisend. Versuche zur Feststellung der Eindringtiefe des Wassers stehen noch aus.

In einer weiteren Versuchsreihe wurden farbige Mischungen entwickelt, die sich von der normalen Betonfarbe angenehm unterscheiden. Als Farbtöne wurden bisher Braunrot (Buntsandstein), Jura gelb, Westf.-Weiß erprobt. Entscheidend ist hierbei, daß die Farbtöne echt sind, d. h. sie müssen durch die Verwendung von Natursteinzuschlägen ohne Farbzusätze herbeigeführt werden. Denn die Witterungsbeständigkeit von Farbzusätzen zum Korn oder Zement ist fragwürdig. Zur Sicherstellung der verlangten Festigkeiten darf natürlich auch beim farbigen Beton das grobe Korn nicht fehlen, doch kommt es auf dessen Farbe weniger an, da die feineren Körnungen maßgebend für den Farbton des Betons sind.

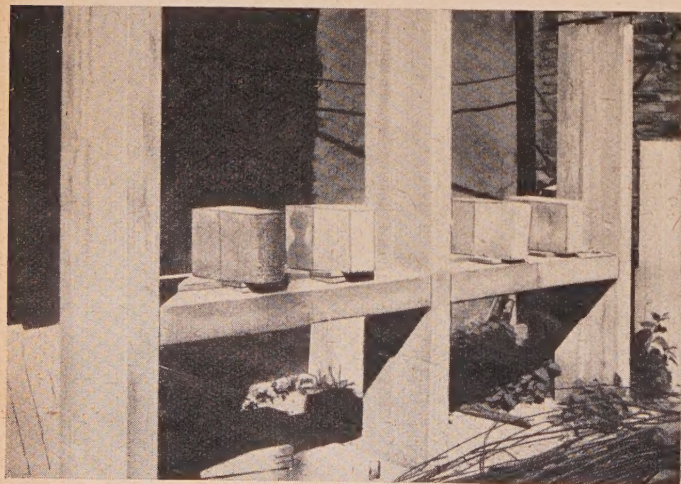


Bild 8. Modellsäulen und -stücke in verschiedenen Mischungen und Nachbehandlungen.

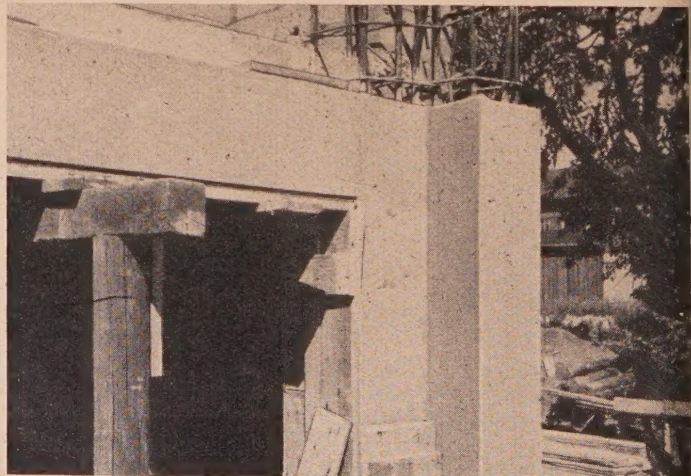


Bild 9. Normaler Kiesbeton stark gerüttelt, lebhaftere Porenbildung, Eckausbildung.

Versuche, statt des Rheinkieses 7/30 gebrochenes Gestein dieser Korngröße zu verwenden, haben nicht befriedigen können, weil der Beton dadurch zu sperrig wird.

Bei den farbigen Mischungen wird also dem Rheinkies 7/30 mm ein Steinsand 0/7 mm und Steinmehl 0/0,2 mm, beides in der gewünschten Farbe, zugesetzt. Im übrigen bleiben Zement- und Wasseranteil wie bei den Mischungen 1 und 2. Selbstverständlich muß man sich die Gewähr verschaffen, daß man die benötigten Mengen farbiger Zuschlagstoffe in gleicher Farbtönung geliefert bekommt. Dazu gehört auch eine strenge Abnahme der Lieferungen.

Im übrigen ist bei allen Sichtbetonarbeiten zu bedenken, daß die Zemente erhebliche Farbunterschiede aufweisen und auch die verschiedenen Lieferungen desselben Werkes nicht immer gleichfarbig sind.

b) Wasseranteil.

Beiden Sichtbetonmischungen muß das Wasser stets abgemessen werden. Der Wassermengefaktor sollte nicht höher als 0,65 liegen. Die Möglichkeit, ihn durch Verwendung von Zusatzmitteln ohne Beeinträchtigung der Verarbeitbarkeit des Betons zu verringern, sollte ausgenutzt werden.

c) Einbringen des Betons.

Der Beton muß in dünnen Lagen eingebracht werden, damit er durch Rütteln bzw. Stochern genügend durchgearbeitet und verdichtet werden kann und eine glatte Außenhaut erzielt wird. Die Anschlußfugen an den Fußpunkten der Säulen sind möglichst dünn zu halten. Als Hilfsmittel empfiehlt es sich, etwa 5 bis 10 l von der gleichen Betonmischung, bei der lediglich das Korn 7 bis 30 mm fehlt, kurz vorher einzubringen.

d) Rütteln.

Für das Rütteln des Sichtbetons können Außen- und Innenrüttler verwendet werden. Hierbei ist jedoch vor allen Dingen bei der Rasterbauweise Vorsicht geboten, da durch ungleichmäßiges Arbeiten leicht eine Entmischung des Betons bewirkt und damit Kiesnester an der Außenhaut hervorgerufen werden.

Bei hohen Säulen sind an der Rückseite in der Schalung Klappen vorzusehen, damit eine Überprüfung des Rüttelvorganges möglich ist.

7. Ausschalen.

Entgegen der sonst üblichen Arbeitsweise muß beim Ausschalen des Sichtbetons besondere Vorsicht angewandt werden, damit eine Beschädigung der scharfen Kanten mit Sicherheit vermieden wird. Grundsatz — nicht zu früh ausschalen und als Hilfsmittel Holzkeile an den Sichtbetonflächen verwenden. Gesimsbänder sofort nach dem Ausschalen mit Schalbrettern abdecken, um Beschädigungen durch herabfallende Gegenstände zu vermeiden. Ausbesserungen sind zeitraubend und bleiben immer unbefriedigend.

8. Nachträgliche Bearbeitung.

Die Meinungen über die Notwendigkeit und Art einer nachträglichen Bearbeitung der Sichtflächen zur Verhütung von Rissen und Witterungsschäden an der äußeren Betonhaut sind noch sehr unterschiedlich. Die Behauptung, der äußere Zementfilm sei so dick und fett im Gegensatz zum eigentlichen Betonkern, daß Risse unweigerlich auftreten müßten, wird bestritten, da Versuche ergeben haben, daß unter dem Zementstaub, den man mit einer Drahtbürste abbürsten und durch Nachspülen mit Wasser entfernen kann, die Betonhaut ein

dichtes, geschlossenes Gefüge hat, bei dem in 1 mm Tiefe schon Korn verschiedenster Größen angetroffen wird. Der Beweis wurde durch Modellversuche, bei denen Sandstrahlgebläse leicht und stärker angewandt wurde, erbracht.

Folgende Arten der nachträglichen Sichtflächenbearbeitung wurden bisher an Modellen erprobt und sind durchführbar.

a) Bürsten.

Die Flächen werden mit einer strammen Drahtbürste abgebürstet und dann mit Wasser abgespült. Es zeigt sich nach dieser Behandlung eine glatte, leicht poröse Fläche in gleichmäßiger Zementfarbe.

b) Schleifen.

Das Schleifen der Sichtbetonflächen mit einer elektrisch angetriebenen, rotierenden Handschmiegelscheibe ist zeitraubend. Der Erfolg hängt wesentlich von der Härte des Betons und der verwendeten Zuschlagstoffe ab.

Um das verwendete Korn sichtbar zu machen, muß wenigstens eine Schicht von 1 bis 2 mm abgeschliffen werden. Die erhaltene Fläche ist sehr schön glatt und dicht. Der praktischen Ausführung müssen aber eingehende Versuche zur Ermittlung der geeigneten Zuschlagstoffe, des richtigen Zeitpunktes und — für die Kalkulation — der benötigten Arbeitszeit vorausgehen.



Bild 11. Teilansicht Straßenseite.

c) Mit Sand abstrahlen.

Diese Art der Bearbeitung hat viele Vorteile. Der äußere Zementfilm und die feinen Teile der Betonhaut werden abgeblasen. Zum Vorschein kommt die Struktur des Korns der Zuschlagstoffe in schöner unbeschädigter Form. Auch die Kanten der Säulen werden nicht beschädigt. Bei Regen bleiben die Flächen ansehnlicher als die nur abgebürsteten Teile in Zementfarbe. Auch in diesem Falle sind Versuche zur Ermittlung der geeigneten Zuschlagstoffe, Art und Güte des Gebläsesandes, Größe der Düse, Abstand der Düse von der abzublasenden Fläche, Zeitpunkt der Durchführung und Arbeitsdauer erforderlich und dringend zu empfehlen.

d) Stocken.

Das Stocken von feingliedrigen Stahlbetonsäulen und Bändern ist nur durchführbar, wenn an den Kanten ein Streifen von 3 cm Breite scharriert wird, im anderen Fall brechen die Kanten weg. Durch das Stocken wird

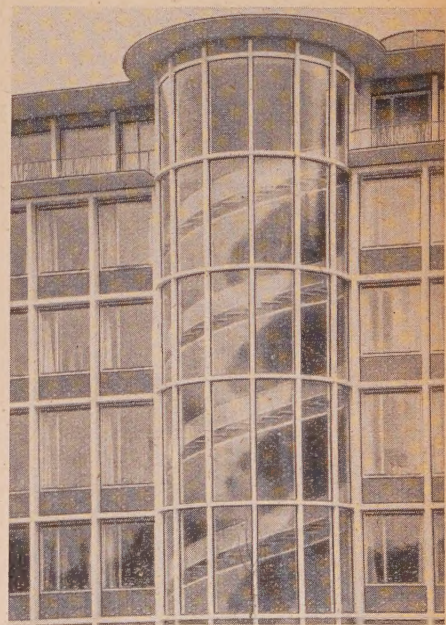


Bild 12. Haupttreppenhaus.



Bild 10. Überdeckter Umgang des Dachgeschosses. Geschwungene Bauflucht kommt wirkungsvoll zur Geltung. Sichtbeton Nr. 1.

die Struktur des Betons freigelegt, und das Korn ist sehr schön zu erkennen.

e) Das Spitzen.

Spitzen ist für den Sichtbeton nur geeignet, sofern es sich um größere Flächen handelt, bzw. um Betonflächen, die mit dem Verblendmauerwerk der Feldaufschaltung in einer Ebene liegen. Spitzen ist gröber als Stocken und bringt daher noch besser die Struktur der Zuschlagstoffe heraus. Die Kanten sind hierbei naturgemäß besonders gefährdet.

f) Anstriche.

Es besteht die Möglichkeit, den Sichtbeton mit einem Anstrich,

welcher farblos und auch farbig gehalten werden kann, zu versehen. Der Anstrich soll das Eindringen von Wasser in den Beton verhindern und ihn so gegen Witterungseinflüsse schützen. Außerdem kann diesem Anstrich Farbe zugesetzt und damit der Sichtbeton in eine farbliche Gestaltung der Außenfront einbezogen werden.

Auf dem Baumarkt werden bereits von mehreren größeren Firmen solche Anstriche angeboten.

9. Schlußbemerkung.

Abschließend sei mit den Bildern 11 und 12 ein Bau in Sichtbeton nach seiner Fertigstellung gezeigt.

Die Tragfähigkeit der ausmittig gedrückten Stahlbetonsäulen.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel, Technische Hochschule München.

Als Ergänzung der in dieser Zeitschrift erschienenen Arbeit des Verfassers über mittig belastete Säulen¹⁾ soll im folgenden über die bisher vorliegenden Ergebnisse der n -freien Theorie ausmittig gedrückter Säulen berichtet werden.

Die Aufgabe der Traglastberechnung von Stahlbetonstützen kann nur dann allgemein gelöst werden, wenn man sie als ein Stabilitätsproblem auffaßt. Eine Stahlbetonsäule versagt nämlich in vielen Fällen nicht deswegen, weil eine bestimmte Randspannung erreicht wurde, sondern weil beim Überschreiten der kritischen Last ein Gleichgewicht zwischen äußerem und innerem Moment nicht mehr möglich ist. Die Gleichgewichtsuntersuchung liefert jedoch die Traglast auch in den Fällen, in denen die Stütze durch Überwindung der Betondruckfestigkeit, also Erreichen der Bruchstauchung des Betons, zerstört wird (Spannungsproblem).

1. Das Wesen des Gleichgewichtsproblems.

Bild 1 zeigt eine Stahlbetonstütze unter mittigem Druck (Fall a) und ausmittiger Last (Fall b). Nach Aufbringen einer Last P , die kleiner ist als die den Bruch des Stabes herbeiführende Knicklast P_k , nimmt die Säule die mit I bezeichneten stabilen Gleichgewichtslagen ein. Biegt man nun die Säule in beiden Fällen künstlich bis in die gestrichelte Lage II aus, so ist damit eine zweite Gleichgewichtslage erreicht, bei deren Überschreitung die seitliche Durchbiegung des Stabes immer mehr zunimmt, bis die Stütze bricht. Mit zunehmender Last P rücken die beiden Gleichgewichtslagen I, II immer näher zusammen, bis sie schließlich beim Erreichen der Traglast P_k unmittelbar benachbart liegen. Im Fall a bedeutet demnach P_k jene Last, unter der außer der geraden Stabform noch eine Gleichgewichtslage mit unendlich kleinen seitlichen Ausbiegungen möglich ist. In manchen Fällen kann die zweite Gleichgewichtslage nicht verwirklicht werden,

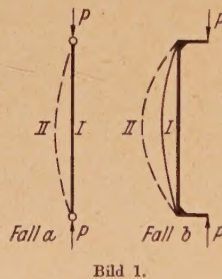


Bild 1.

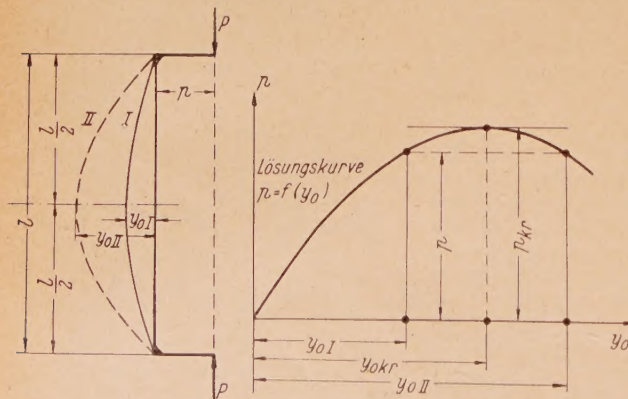


Bild 2.

weil der Stab noch vor ihrem Erreichen bricht. Läßt sich in einem besonderen Fall bis zum Erreichen der Traglast überhaupt keine zweite (labile) Gleichgewichtslage verwirklichen, so liegt eine „Spannungsaufgabe“ vor.

Ist umgekehrt für eine gegebene Last P der kritische Hebelarm

zu suchen, so kann folgender Weg eingeschlagen werden: Die in Bild 2 dargestellte Säule nimmt unter der am Hebelarm p wirkenden Druckkraft P die stabile Gleichgewichtslage I mit der Scheitelausbiegung y_{0I} an. Biegt man die Säule künstlich weiter bis in die Lage II mit der Scheitelausbiegung y_{0II} aus, so ist damit eine zweite, labile Gleichgewichtslage erreicht, bei deren Überschreitung die Säule bricht. Mit wachsendem Hebelarm p rücken die beiden Gleichgewichtslagen I, II immer näher zusammen, bis sie beim Erreichen des kritischen Krafthebels p_{kr} schließlich zusammenfallen. Trägt man die zu verschiedenen Scheitelausbiegungen y_0 gehörenden Werte p in ein Schaubild ein, so erhält man die in Bild 2 ersichtliche Lösungskurve $p = f(y_0)$, deren Extremstelle (p_{kr}, y_{0kr}) den kritischen Hebelarm festlegt, bei dessen Überschreitung die Säule versagt.

Bild 3 zeigt drei charakteristische Formen der Lösungskurve für eine Säule vom Querschnitt 10/10 cm mit 2% Bewehrung.

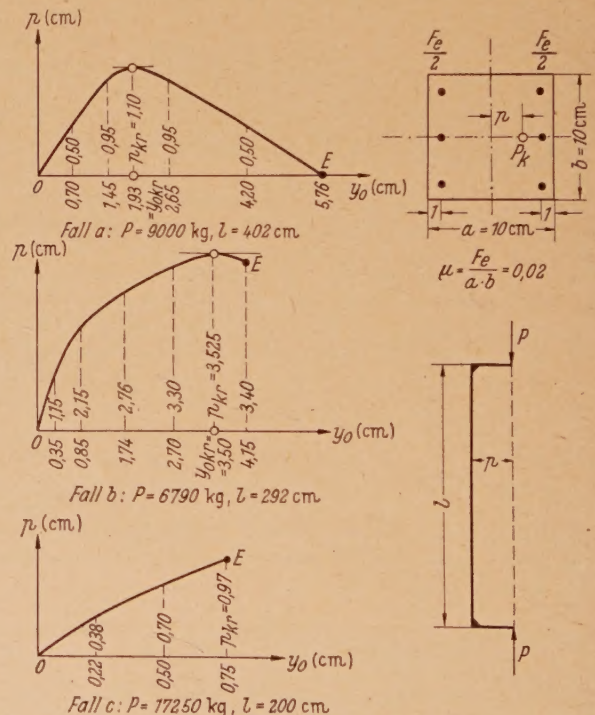


Bild 3. Charakteristische Formen der Lösungskurve $p = f(y_0)$ einer außermittig gedrückten Stahlbetonsäule.

Die Lösungskurve a gilt für die 402 cm lange mit $P = 9000$ kg belastete Säule. Der auf der Abszissenachse liegende Endpunkt E der Kurve mit den Koordinaten $p = 0$, $y_0 = 5,76$ cm entspricht der zweiten, labilen Gleichgewichtslage des mit $P = 9000$ kg mittig belasteten Stabes (Linie II im Fall a des Bildes 1).

Die Lösungskurve b gilt für die 292 cm lange mit 6790 kg belastete Stütze. Ihr Endpunkt E ($p = 3,4$ cm, $y_0 = 4,15$ cm) entspricht der zweiten Gleichgewichtslage des mit der am Hebelarm $p = 3,4$ cm wirkenden Kraft P belasteten Stabes (Linie II in Bild 2), bei der im Mittelquerschnitt der Säule gerade das Bruchmoment erreicht wird. Bei allen Krafthebeln $p < 3,4$ cm kann die zweite Gleichgewichtslage nicht verwirklicht werden, weil der Stab vor ihrem Erreichen bricht.

¹⁾ B. u. St. 48 (1953), Heft 7, S. 153 ff.

Die Lösungskurve c für die 200 cm lange mit $P = 17250$ kg belastete Säule hat in ihrem obersten Punkt E ihr Ende, es sind daher überhaupt keine zweiten Gleichgewichtslagen II möglich. In diesem Fall ist die Ermittlung des kritischen Hebelarms kein Gleichgewichtsproblem, sondern eine nach der Theorie 2. Ordnung zu lösende Spannungsaufgabe. Wirkt P am Hebelarm $p_{kr} = 0,97$ cm, so wird die Säule durch Erreichen des Bruchmoments im Mittelquerschnitt zerstört.

Bild 4 soll das Wesen des Knickproblems der mittig belasteten

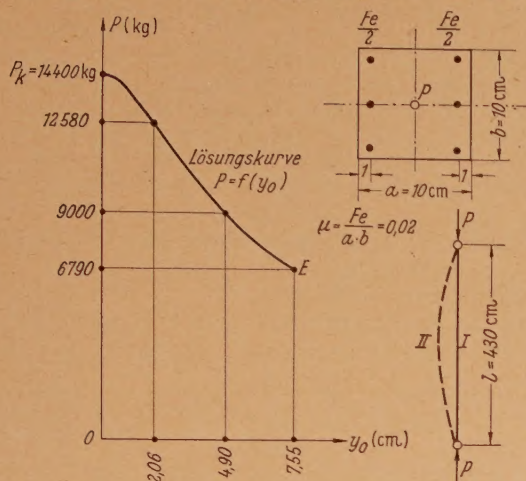


Bild 4.
Lösungskurve $P = f(y_0)$ einer mittig gedrückten Stahlbetonsäule.

Säule veranschaulichen helfen. Trägt man beispielsweise für die 30 cm lange Säule die den verschiedenen Lasten $P < P_k$ entsprechenden Scheitelausbiegungen y_0 der zweiten, labilen Gleichgewichtslagen II in ein Schaubild ein, so erhält man die dargestellte Lösungskurve $P = f(y_0)$. Unter der Knicklast P_k liegt die Gleichgewichtslage II der geraden Stabform I unendlich benachbart ($y_0 = 0$). Bei abnehmender Last P wächst y_0 ständig an, und bei $P = 6790$ kg tritt beim Erreichen der durch $y_0 = 7,55$ cm gekennzeichneten labilen Gleichgewichtslage im Querschnitt gerade das Bruchmoment auf. Ist $P < 6790$ kg, so kann die zweite Gleichgewichtslage nicht realisiert werden, weil die Säule schon vor ihrem Erreichen brechen würde.

Die Grundaufgabe.

Die Ermittlung der Lösungskurve $p = f(y_0)$ in Bild 2 besteht in der wiederholten Lösung der Aufgabe, zu einer gewählten Scheitelausbiegung y_0 den zugehörigen Krafthebel p zu finden. Wir zerlegen die Säulenlänge l in gleiche Teile e und bezeichnen die Teilungspunkte nach Bild 5 von der Stabmitte aus mit $0, 1, 2, \dots, z$. Nun berechnen wir die Biegelinie des Stabes mit Berücksichtigung seiner Achsenverformung (Theorie 2. Ordnung) für den geschätzten ersten Näherungswert p_1 des Krafthebels. Ersetzt man die Differentialgl.

$$k = \frac{1}{\varrho} = -\frac{d^2 y}{d x^2}$$

durch die allgemeine Differenzengleichung

$$k_n = -\frac{(y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}))}{e^2},$$

so läßt sich y_{n+1} durch die Ausbiegungen der beiden vorangehenden Teilpunkte ausdrücken.

$$y_{n+1} = -e^2 k_n + 2y_n - y_{n-1} \quad \dots \quad (1)$$

Im Punkt 0 ist $M_0 = P(p_1 + y_0)$; die zugehörige Krümmung k_0

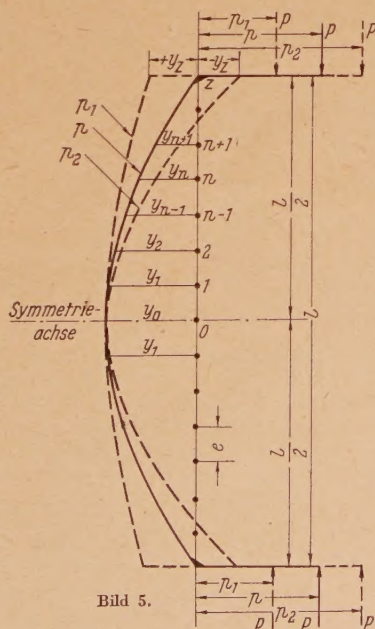


Bild 5.

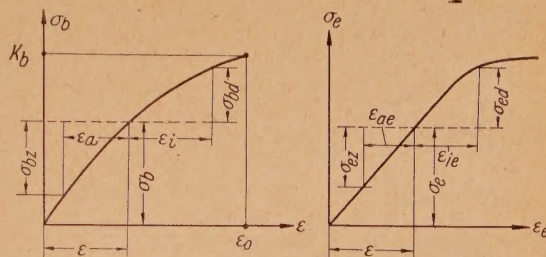
wird der mit Hilfe der Formänderungslinien der Säulenbaustoffe vorher ermittelten $M - k$ -Linie entnommen, die im nächsten Abschnitt behandelt wird. Gl. (1) auf Punkt 0 angewendet, gibt $y_1 = -e^2 k_0 + 2y_0 - y_1$ und daraus $y_1 = -\frac{e^2 k_0}{2} + y_0$. Nun be-

rechnen wir $M_1 = P(p_1 + y_1)$ und entnehmen k_1 der $M - k$ -Linie, womit sich $y_2 = -e^2 k_1 + 2y_1 - y_0$ bestimmen läßt. Mit $M_2 = P(p_1 + y_2)$ und k_2 ergibt sich $y_3 = -e^2 k_2 + 2y_2 - y_1$. Die Fortsetzung liefert am Säulenkopf den Wert y_z , der Null ist, wenn p_1 zufällig richtig gewählt worden war. Ist y_z positiv, so war p_1 zu klein angenommen worden, worauf die Rechnung mit einem größeren Näherungswert p_2 zu wiederholen ist. Erhält man dann ein negatives y_z , so war die Annahme p_2 zu groß. Der richtige Krafthebel p wird schließlich aus p_1 und p_2 durch Interpolation gefunden.

3. Die Beziehung zwischen Moment und Krümmung beim ausmittig gedrückten Stab ($M - k$ -Linie).

Vor Inangriffnahme des soeben beschriebenen Differenzenverfahrens ist mit Hilfe der Formänderungslinien des Betons und Stahls die $M - k$ -Linie zu bestimmen. Jeder Stabquerschnitt steht unter der Einwirkung der bekannten Längskraft P und eines Biegemoments $M = P(p + y)$.

P verursacht eine Verkürzung ε und die aus den Formänderungslinien (Bild 6) zu entnehmenden Spannungen σ_b und σ_s . M ver-



Beton

Stahl

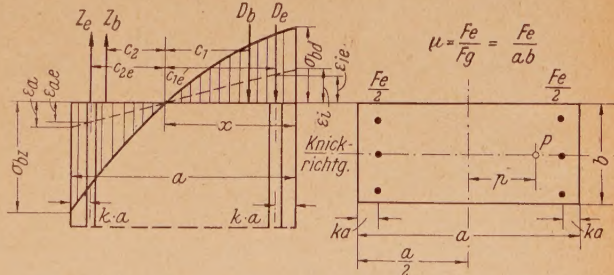


Bild 6.

ursacht eine Winkeländerung $k = 1/\varrho$ und die Randfaserlängenänderungen ε_i , ε_a (Bild 7). Bei gegebenen ε_i , ε_a kann die Verteilungslinie der Biegespannungen des Betons sowie die Größe der Stahlkräfte $Z_e = \frac{F_e}{2} \sigma_{ez}$, $D_e = \frac{F_e}{2} \sigma_{ed}$ mit Hilfe der Formänderungslinien

für Beton und Stahl bestimmt werden. Wird hingegen eine bestimmte Grundspannung σ_b und die Randfaserstauchung ε_i frei gewählt, so ist damit die Spannungsverteilung im Querschnitt mit den zugehörigen Werten P und M eindeutig festgelegt. Die Normalkraft folgt aus $P = \sigma_k F_g$, wobei

$$\sigma_k = \frac{(100 - \mu) \sigma_b + \mu \sigma_s}{100}.$$

Zur Bestimmung der richtigen Spannungsverteilung hat man durch Probieren jenen Wert ε_a zu ermitteln, für den sich die Gleichheit der Biegezug- und Druckkräfte $Z_e + Z_b = D_e + D_b$ herausstellt. Das innere Moment wird auf die Biegenulllinie bezogen

$$M = Z_e c_{2a} + Z_b c_2 + D_e c_{1a} + D_b c_1 \quad \dots \quad (2)$$

Da die Normalkraft und das Moment in der Regel gleichzeitig auf ihren Endbetrag anwachsen, empfiehlt es sich, auf der Biegezugseite für den Beton nicht die Entlastungsgerade, sondern das

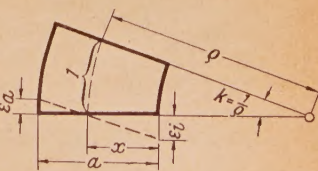


Bild 7.

normale Spannungs-Dehnungs-Diagramm anzunehmen. Es hat sich gezeigt, daß man mit dieser Annahme kleinere Knickspannungen erhält, also sicherer rechnet.

Wenn die Betonzugspannung σ_{bs} den Wert der Grundspannung σ_b überschreitet, ist mit Ausschluß der Betonzugzone zu rechnen und die Biegespannungsverteilung von Bild 8 maßgebend. Die Randfaser-

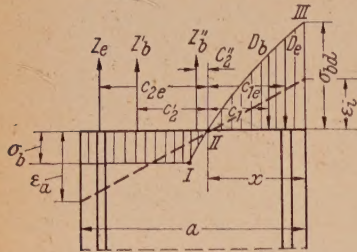


Bild 8.

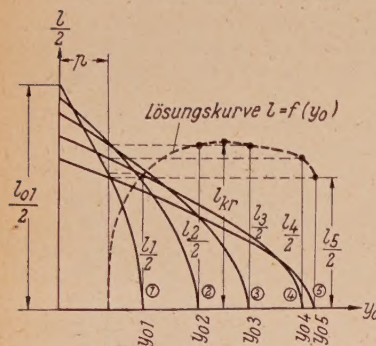


Bild 10.

dehnung ε_a ist wieder so zu wählen, daß die Gleichung $Z_e + Z'_b + Z''_b = D_b + D_e$ erfüllt wird. Der Zweig I, II, III des Spannungsdiagramms entspricht dem zugehörigen Kurventeil der Betonstauchungslinie in Bild 6. Das Biegemoment ist

$$M = Z_e c_{2e} + Z'_b c'_2 + Z''_b c''_2 + D_b c_1 + D_e c_{1e} \quad (3)$$

Die dem Biegemoment M entsprechende Krümmung k folgt dann

$$\text{nach Bild 7 aus } k = 1/\varrho = \frac{\varepsilon_i + \varepsilon_a}{a} \quad (4)$$

Nach diesem Vorgang sind für verschiedene Annahmen von ε_i die zugehörigen Werte M und k zu berechnen, worauf die $M - k$ -Linie für die betreffende Grundspannung σ_b gezeichnet werden kann.

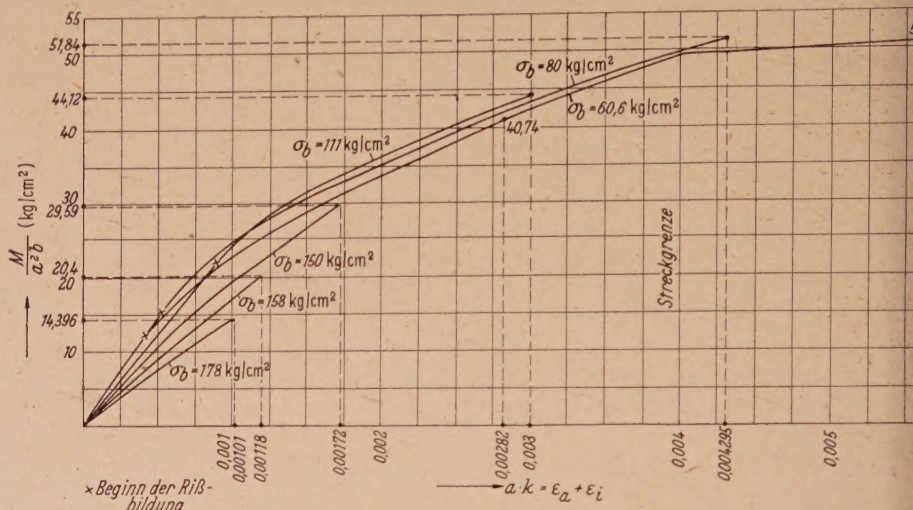
Bild 9 zeigt die für verschiedene Grundspannungen σ_b berechneten $M - k$ -Linien des in Bild 11 ersichtlichen Säulenquerschnitts. Bis zum Auftreten der ersten Risse sind die Linien nur schwach gekrümmt. Bei den Grundspannungen $\sigma_b = 150, 158$ und 178 kg/cm^2 treten selbst unter dem Bruchmoment keine Zugrisse auf, bei den niedrigeren Grundspannungen ist der Beginn der Ribbildung durch Kreuze gekennzeichnet. Nach Überschreiten der Ribbildungslast verlaufen die $M - k$ -Linien stärker gekrümmt. Das Erreichen der Streckgrenze in der Zugbewehrung verursacht einen Bruchpunkt in der $M - k$ -Linie für $\sigma_b = 60,6 \text{ kg/cm}^2$, über den hinaus nur mehr eine geringe Steigerung von M möglich ist. Durch die gestrichelten Endordinaten sind die Bruchmomente gegeben; so entspricht z. B. der Grundspannung $\sigma_b = 150 \text{ kg/cm}^2$ das Bruchmoment $M = 29,59 a^2 b$. Die Neigung der Linien ist um so steiler, je kleiner σ_b ist.

Aus Bild 9 kann man bei einer gegebenen Grundspannung σ_b für jedes beliebige Biegemoment M die zugehörige Krümmung $k = \frac{\varepsilon_i + \varepsilon_a}{a}$ ablesen; dabei sind die Werte M, a und b in kg und cm einzusetzen.

4. Die Ermittlung der Knickspannungslinien.

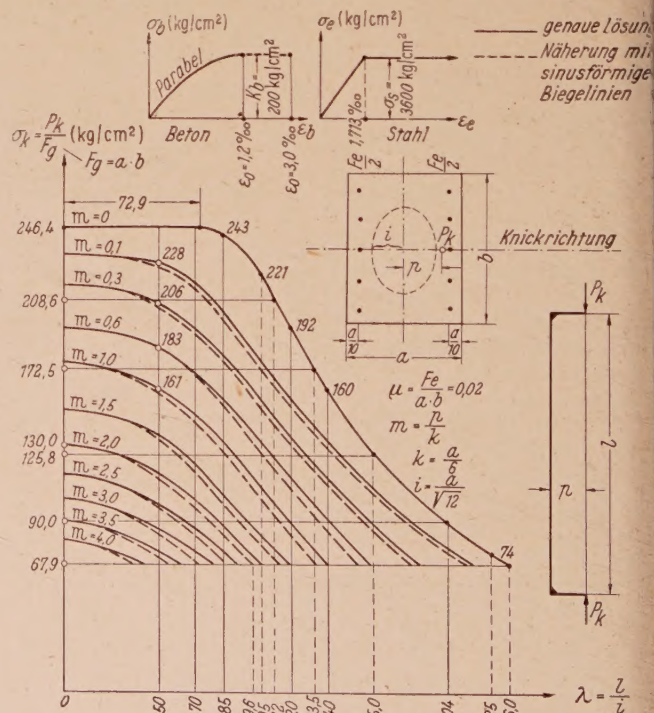
Handelt es sich nicht wie bisher um die Berechnung des kritischen Hebelarms p_{kr} für eine einzige Last P , sondern um die Ermittlung der Knickspannungslinien wie in Bild 11, so ist es vorteilhaft, von festen Wertepaaren (P, p) auszugehen und die zugehörigen kritischen Stablängen l_{kr} als Extremstellen der Lösungskurven $l = f(y_0)$ zu bestimmen. Den Vorgang zeigt Bild 10, in dem fünf labile Gleichgewichtslagen einer unter der Grundspannung σ_b stehenden mittig belasteten Säule eingezeichnet sind. Diese mit (1) bis (5) bezeichneten, den Scheitelausbiegungen y_{01} bis y_{05} entsprechenden Biegelinien

können nach dem in Punkt 2 beschriebenen Differenzenverfahren in einfacher Weise genau berechnet werden. Trägt man nun Hebelarm p ein, so erhält man 5 Stablängen l_1 bis l_5 , welche Gleichgewichtsfiguren mit dem Hebelarm p gedrückter Stäbe vorstellen die unter der Grundspannung σ_b stehen. Den gleich großen Stablängen l_2 und l_3 entsprechen zwei Gleichgewichtslagen, von denen die mit der Scheitelausbiegung y_{03} als stabil, die andere mit größerer Ausbiegung y_{03} als labil anzusehen ist. Die als Gröordinate der Kurve $l = f(y_0)$ erhaltene Länge l_{kr} ist die kritische

Bild 9. $M - k$ -Linien für den Säulenquerschnitt in Bild 11.

Stablänge, bei der die am Hebelarm p angreifende, der Grundspannung σ_b entsprechende Last gerade noch ertragen wird. Damit wird eine Untersuchung bildet die Grundlage der Ermittlung des Knickspannungsdiagramms.

Als Ergebnis einer solchen Untersuchung zeigt Bild 11 die Knickspannungslinien.

Bild 11. Knickspannungslinien von Säulen aus Beton $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ und Stahl $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ mit 2% Bewehrungsgehalt.

spannungslinien für Säulen aus Beton mit der Prismenfestigkeit $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ und 2% Bewehrung aus Stahl mit der Streckgrenze $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$. Die Bruchstauchung ε_0 des Betons beim ausmittigen Druck bekanntlich größer als beim mittigen

Säule durch Erreichen der Bruchstauchung ε_0 des Betons am Säulenrand zerstört, unterhalb und rechts von dieser Linie versagt der Stab schon vor dem Erreichen von $\varepsilon_0 = 1,7\%$, weil dann beim Überschreiten der Knickspannungen σ_k ein Gleichgewicht zwischen innerem und äußerem Moment nicht mehr möglich ist. Mit zunehmender Stauchfähigkeit des Betons wird der Knickbereich vergrößert, und für $\varepsilon_0 = 3\%$ fällt die Grenze zwischen dem Knick- und Festigkeitsbereich bereits mit der Ordinatenachse zusammen. Das Beispiel ist wichtig, weil es zeigt, daß diese Grenze durch die Stauchfähigkeit des Betons stark beeinflusst wird.

Es hat sich mithin wie bei der mittig gedrückten Säule ein nicht unbedeutender Einfluß der Formänderungseigenschaften des Betons auf die Knicklasten herausgestellt.

6. Güte des Betons und Bewehrungsgehalt.

Baumann hat den Einfluß der Betonfestigkeit und des Bewehrungsgehalts auf die Traglasten ausmittig gedrückter Stützen eingehend untersucht, durch Knickspannungsdiagramme belegt und nachstehende Folgerungen gezogen⁴⁾.

1. Für Schlankheiten $\lambda < 60$ erhöht sich die Tragfähigkeit gelegentlich gelagerter Säulen proportional der Betonfestigkeit. Darüber hinaus wird mit wachsendem λ der Tragfähigkeitsabfall infolge des Knickens bei den festeren Betonsorten größer als bei solchen von geringerer Güte. Für $\lambda = 150$ und $m = p/k = 3$ wurde z. B. für die Betongüten $K_b = 150, 225$ und 300 kg/cm^2 fast genau dieselbe Knicklast erhalten. Bei sehr schlanken und sehr ausmittig beanspruchten Säulen ist daher die Steigerung der Betonfestigkeit fast unwirksam.

2. Durch Vergrößern des Bewehrungsgehalts werden die Knicklasten stets erhöht. Die Tragfähigkeitssteigerung ist für wachsende Schlankheiten fast konstant und für alle Betonsorten gleich.

7. Der Einfluß der Querschnittsform.

Bild 15 zeigt mehrere Knickspannungslinien für zwei Säulen mit

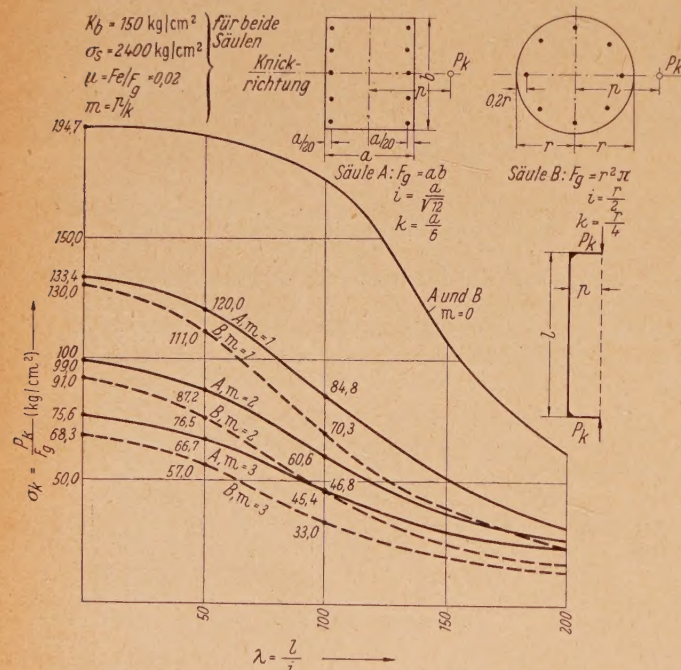


Bild 15. Vergleich der Knickspannungslinien von Säulen mit Rechteck- und Kreisquerschnitt.

2% Bewehrung aus gleichem Beton und Stahl, von denen die Säule A Rechteck-, die Säule B Kreisquerschnitt besitzt. Da für $m = 0$ die Knickspannungslinien beider Säulen praktisch zusammenfallen, ist bei mittlerer Belastung kein Einfluß der Querschnittsform auf die σ_k vorhanden. Für ausmittigen Lastangriff zeigen jedoch die zu gleichen Werten m gehörenden Knickspannungskurven bedeutende Abweichungen; die Kurven für den Kreisquerschnitt liegen im allgemeinen tiefer als beim Rechteckquerschnitt⁵⁾. So ist z. B. bei $\lambda = 100$ und $m = 1$ die Knickspannung der Säule B um 17% (70,3 gegen 84,8 kg/cm^2) kleiner als bei der Säule A, bei $m = 2$ um 25% kleiner. Es ist also ein erheblicher Einfluß der Querschnittsform auf die Tragfähigkeit der ausmittig gedrückten Stahlbetonsäulen festzustellen, was nach ähnlichen Erfahrungen mit Stahlstützen auch zu erwarten war. Die für den Rechteckquerschnitt geltenden Knickspannungslinien sind daher auf Säulen mit Kreis- oder Achteckquerschnitt nicht anwendbar.

⁴⁾ Baumann, Die Knickung der Eisenbetonsäulen. Bericht Nr. 89 der E.M.P.A. Zürich 1934.

⁵⁾ Habel, Knickberechnung außermittig gedrückter Eisenbetonsäulen mit Kreisquerschnitt. B. u. E. 38 (1939), Heft 22, S. 342.

3. Der Einfluß vorgespannter Stahleinlagen (Vorspannung mit Verbund).

Die Knickspannungslinien ausmittig gedrückter Spannbetonsäulen können ebenfalls nach dem in Punkt 4 geschilderten Verfahren ermittelt werden, man hat jedoch bei der Bestimmung der $M - k$ -Linien von den von der Vorspannung verursachten Beton- und Stahlspannungen auszugehen und ihnen die Grundspannung σ_b sowie die den Randfaserlängenänderungen $\varepsilon_i, \varepsilon_a$ entsprechenden Biegespannungen zu überlagern.

Bild 16 zeigt die Knickspannungslinien einer nicht vorgespannten

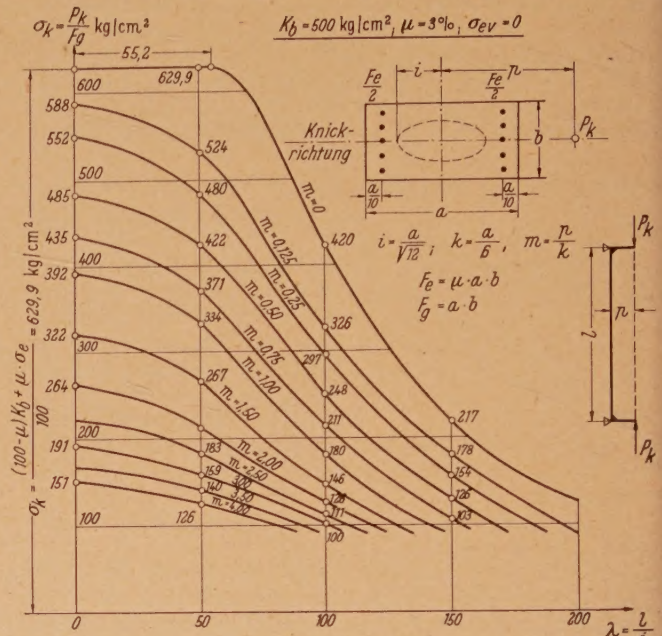


Bild 16. Knickspannungslinien einer nicht vorgespannten ausmittig gedrückten Säule.

Säule mit 3% Bewehrung aus Beton $K_b = 500 \text{ kg/cm}^2$ für die Krafthebel $m = 0,125$ bis 4,0. Für dieselbe Säule wurden in Bild 17 die Knickspannungslinien unter der Voraussetzung bestimmt, daß die Bewehrung nach dem Lösen der Spannvorrichtung mit 4000 kg/cm^2 vorgespannt ist.

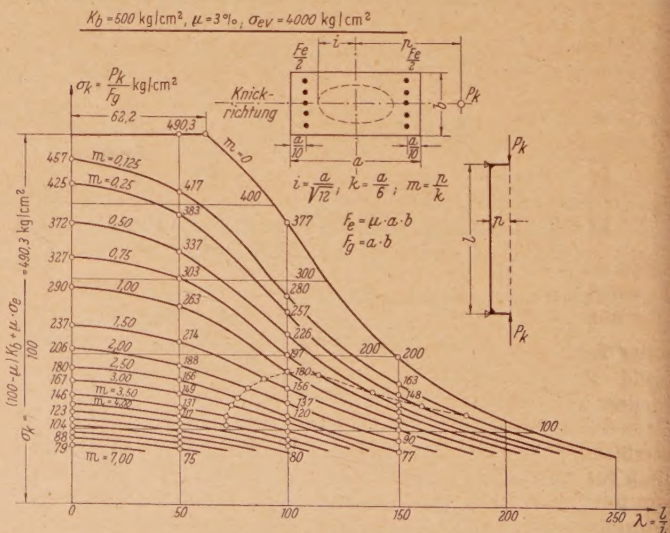


Bild 17. Knickspannungslinien der mit $\sigma_{EV} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ vorgespannten ausmittig gedrückten Spannbetonsäule.

Ein Vergleich beider Bilder zeigt, daß die ausmittig belastete Spannbetonsäule im allgemeinen eine kleinere Tragfähigkeit hat als die nicht vorgespannte Säule. Der Tragfähigkeitsabfall ist bei gedungenen Säulen stark und für $\lambda = 0$ mit 26,4% am größten. Mit zunehmender Schlankheit wird jedoch wie bei mittlerer Belastung der Tragfähigkeitsabfall immer kleiner. Bei großen λ und kleinen σ_k hat sich für den unterhalb der gestrichelten Grenzlinie liegenden

reich sogar eine geringe Erhöhung der Knicklasten durch die Vorspannung herausgestellt (Bild 17). Die Tragfähigkeitseinbuße ändert sich bei gleichbleibender Schlankheit mit dem Krafthebel. Für die Werte $\lambda = 0$, 50...100 und 150 ist der größte Tragfähigkeitsfall infolge der Vorspannung 26,4...21,2...14,1 und 8,4%; bei Schlankheiten über 100 ist mithin die Änderung der Tragfähigkeit noch unbedeutend.

Die Untersuchung beweist, daß sich die Tragfähigkeit sehr schlanker Spannbetonsäulen bei ausmittigem und mittigem Druck nur wenig von jener der nicht vorgespannten Säulen unterscheidet.

Der Einfluß elastisch eingespannter Stabenden.

Zur Bestimmung des kritischen Lasthebels für den mit P belasteten beiderseits elastisch eingespannten Stab in Bild 18 kann

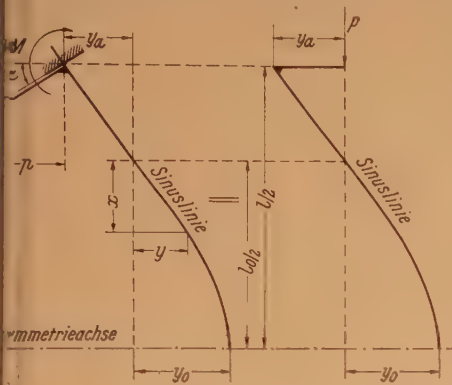


Bild 18.

ein auf der Annahme sinusförmiger Biegelinien beruhendes Näherungsverfahren herangezogen werden. Die Aufgabe kann aber auch mit den etwa nach dem Differenzenverfahren ermittelten genauen Biegelinien auf die von Chwalla beim Baustahlstab gezeigte Art streng gelöst werden⁶⁾.

Die elastische Einspannung soll durch den Einspanngrad

gekennzeichnet werden, wobei ε der Verdrehungswinkel der Einspannstelle infolge des Einspannmoments $M = 1 \text{ kgcm}$ ist.

Weil das Biegemoment in den Wendepunkten der Biegelinie Null ist, kann die ausmittige Säulenbelastung durch den in Bild 18 rechts dargestellten Fall ersetzt werden, bei dem P durch die Biegelinienendpunkte hindurchgeht. Der Sinuslinienabschnitt mit der Länge und der Scheitelausbiegung y_0 stellt die zweite, labile Gleichgewichtslage der mit P mittig belasteten Säule von der Länge l_0 vor. Die zur Scheitelausbiegung y_0 gehörende Sehnslänge l_0 folgt aus

$l_0 = \pi \sqrt{y_0 \varrho_0}$, wobei $\varrho_0 = 1/k_0 = \frac{a}{\varepsilon_1 + \varepsilon_a}$ für das Moment $P y_0$ der

k -Linie des Säulenquerschnitts zu entnehmen ist. Wenn wir die Sinuslinie $y = y_0 \sin \frac{\pi x}{l_0}$ in Bild 18 über den Wendepunkt hinaus

zur Einspannstelle fortsetzen, ist die Verdrehung des Säulen-

endes $\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = y_0 \frac{\pi}{l_0} \cos \frac{\pi \left(\frac{l-l_0}{2} \right)}{l_0}$ und das zugehörige Einspann-

moment $M = \tan \alpha / \varepsilon$. Aus der Gleichsetzung der Momente $M = P y_0$

folgt der zur betrachteten Biegelinie gehörende Lasthebel

$$P = \frac{M - P y_a}{\frac{\tan \alpha}{\varepsilon} - P y_a} \quad \dots \quad (6)$$

Bild 19 zeigt das Aufsuchen des kritischen Lasthebels p_{kr} für eine mit $P = 50,32 \text{ t}$ belastete 13 m lange Säule 20/20 cm, die mit 2,5 m langen Querbalken von demselben Querschnitt biegesteif verbunden ist. Der Einspanngrad ist mithin

$$1/\varepsilon = \frac{6 E J}{l_1} = \frac{6 \cdot 210000 \cdot 20^4}{12 \cdot 125} = 1345 \cdot 10^5.$$

Die zur Ermittlung der $M-k$ -Linie benötigten Formänderungen der Säulenbaustoffe sind dieselben wie für die Säule in Bild 11. Für die Scheitelausbiegungen $y_0 = 2, 4, 5, 6$ und $7,02 \text{ cm}$ wurden in Bild 19 die sinusförmigen Biegelinien gezeichnet. Trägt man letztere als Ordinaten zu den Abszissen y_0 auf und verbindet die erhaltenen Punkte, so ergibt sich die Lösungskurve $p = f(y_0)$, deren Extremstelle bei $p_{kr} = 5 \text{ cm}$ den kritischen Lasthebel $p_{kr} = 26,5 \text{ cm}$ festlegt, bei dessen Überschreitung die Säule versagt.

Wählt man den Einspanngrad nur halb so groß ($1/\varepsilon = 672,5 \cdot 10^5$), so liefert die Rechnung den viel kleineren kritischen Wert $p_{kr} = 11,03 \text{ cm}$. Bei gelenkiger Lagerung der Stabenden würde unsere Säule die Last $50,32 \text{ t}$ nicht einmal bei mittlerer Beanspruchung aushalten;

mit $i = 20/\sqrt{12} = 5,78 \text{ cm}$, $\lambda = \frac{1300}{5,78} = 225$ und $m = 0$ ist nämlich

nach Bild 11 die Knicklast nur $P_k = \sigma_k F_g = 74 \cdot 20 \cdot 20 = 29600 \text{ kg}$.

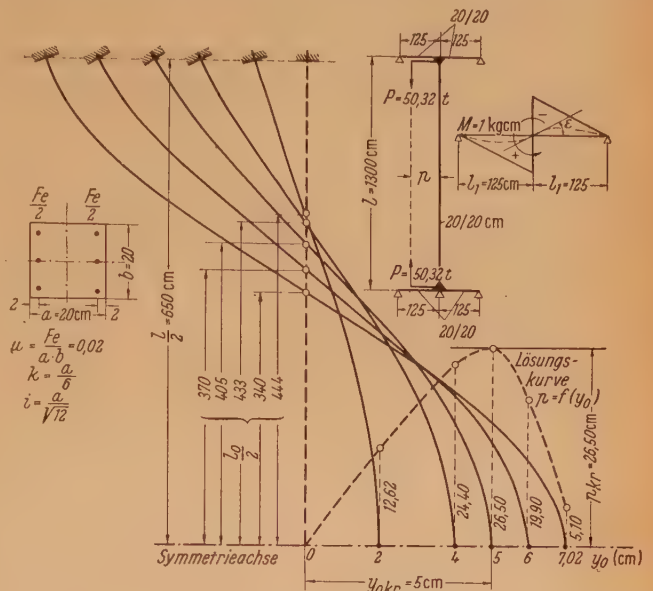


Bild 19. Lösungskurve $p = f(y_0)$ einer 13 m langen elastisch eingespannten ausmittig gedrückten Säule.

Die Untersuchung beweist, daß mit zunehmendem Einspanngrad die Säulentragfähigkeit sehr erhöht wird. Sind die Stabenden fest eingespannt, so wird die Säule nur auf mittigen Druck beansprucht, weil das Angriffsmoment $M = P p$ zur Gänze vom Widerlager aufgenommen wird.

Die Rechnung wurde auch für die kürzere Säulenlänge $l = 340 \text{ cm}$ durchgeführt und ergab mit $1/\varepsilon = 1345 \cdot 10^5$ die Lösungskurve $p = f(y_0)$ in Bild 20. Da diese keine Extremstelle mit waagerechter Tangente hat, liegt nicht wie bei Bild 18 ein Gleichgewichts-, sondern ein Spannungsproblem vor. Die Säule wird unter der am Hebelarm $p_{kr} = 66 \text{ cm}$ wirkenden Last $P = 50,32 \text{ t}$ infolge Erreichen des Bruchmoments im mittleren Querschnitt mit der Ausbiegung $y_0 = 7,02 \text{ cm}$ zerstört.

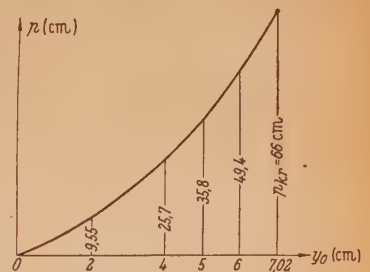


Bild 20. Lösungskurve für die 3,4 m lange Säule.

10. Säulen mit verschiedenen großen Lasthebeln an den Stabenden.

Wir haben bei den bisherigen Untersuchungen vorausgesetzt, daß die ausmittige Druckkraft parallel zur Säulenachse wirkt. Für die Belastung mit einer gegen die Stabachse geneigten Druckkraft hat Baumann schon 1934 eine mit den genauen Biegelinien arbeitende strenge Lösung gegeben⁴⁾. Jäger⁷⁾ schlägt folgendes Näherungsverfahren vor: Gedrungene Säulen werden unter der Last $P_{01} = \sigma_{01} F_g$ im Angriffsquerschnitt des größeren Lasthebels p_1 durch Erreichen der Betonbruchstauchung zerstört (Spannungsproblem). Bei schlanken Stäben liegt ein Stabilitätsproblem vor, wobei zur Vereinfachung mit Krafrichtung parallel zur Stabachse und der Exzentrizität

$p_m = \frac{p_1 + p_2}{2}$ in Stabmitte gerechnet werden kann. Die in Bild 21

links ersichtliche Linie der kritischen Spannungen besteht daher bis zur Grenzschlankheit λ_g aus einer waagerechten Geraden $\sigma_k = \sigma_{01}$ und darüber hinaus aus der Knickspannungslinie der am Hebelarm

⁶⁾ Chwalla, Drei Beiträge zur Frage des Tragvermögens statisch unbestimmter Stahlbetonwerke. Abhdlg. der Int. Ver. f. Brückenbau, Bd. II, 1933—34, S. 108.

⁷⁾ Jäger, Festigkeitsnachweis im Stahlbetonbau. Wien 1948, Manzsche Verlagsbuchhandlung.

p_m wirkenden Last P_k , die nach Abschnitt 4 ermittelt werden kann. Das gilt auch dann, wenn p_1 und p_2 verschiedene Vorzeichen haben. Im Sonderfall $p_2 = -p_1$ (Bild 21 rechts) besteht daher die $\sigma_k - \lambda$ -Linie aus der Geraden $\sigma_k = \sigma_{01}$ (Spannungsproblem) und der anschließenden Knickspannungslinie $m = 0$ der mittig belasteten

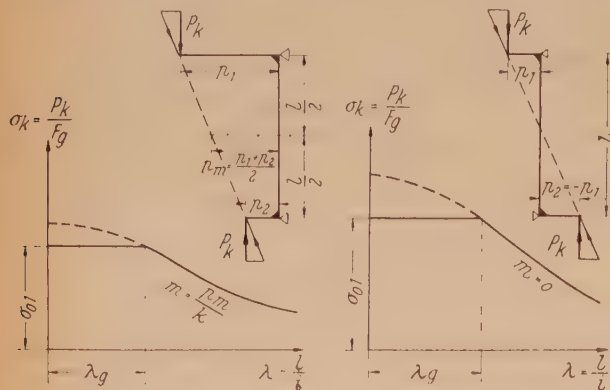


Bild 21.

Säule. Auch Voellmy kommt zum Ergebnis, daß bei verschränkter Exzentrizität ($p_2 = -p_1$) nur die Biegebeanspruchung infolge des Endmoments und andererseits mittiges Knicken maßgebend sind⁹⁾.

11. Säulen mit einseitiger Bewehrung.

Die Knickspannungslinien unsymmetrisch oder nur einseitig bewehrter Säulen werden ebenfalls nach dem in Punkt 4 beschriebenen Verfahren ermittelt, nachdem zuvor die $M - k$ -Linien für die betreffenden Säulenquerschnitte bestimmt worden sind; die Berechnung bietet daher grundsätzlich nichts Neues.

Bild 22 zeigt einige unter Voraussetzung sinusförmiger Biegelinien

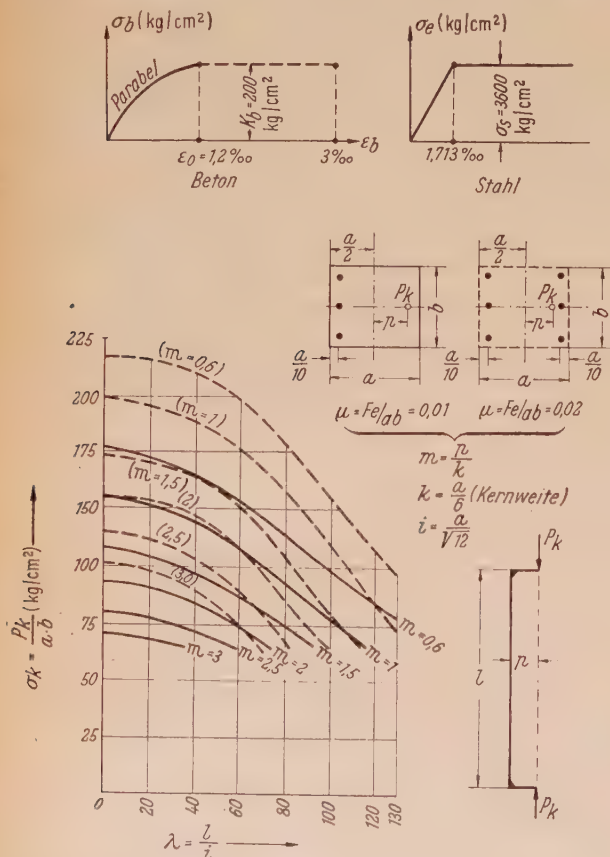


Bild 22. Knickspannungskurven einer Säule mit einseitiger (volle Linien) und mit symmetrischer Bewehrung (gestrichelt).

berechnete Knickspannungskurven für eine einseitig bewehrte Säule aus Beton $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ mit 1% Bewehrungsgehalt, wobei sich

⁹⁾ Voellmy, Zusammenhang zwischen Druck-, Biege- und Knickfestigkeit von Beton und Eisenbeton. Schweiz. Bauztg. 1949, S. 536.

die Krafthebel p und Exzentrizitätsmaße $m = p/k$ auf die durch den Rechteckmittelpunkt gehende Stabmittellinie beziehen. Zum Vergleich sind gestrichelt auch die Linien für dieselbe Säule, jedoch mit symmetrischer Bewehrung $\mu = 2\%$ eingetragen. Die Formänderungslinien der Säulenbaustoffe sind in beiden Fällen die gleichen und entsprechen denen in Bild 11. Da die vollen Linien weit unterhalb der gestrichelten verlaufen, ist die Tragfähigkeit der einseitig bewehrten Säule bei den untersuchten Werten $m = 0,6$ bis $3,0$ viel kleiner als die der symmetrisch bewehrten Stütze. Das ungünstige Verhalten der einseitig bewehrten Säule ist nicht nur auf den halb so großen Stahlquerschnitt, sondern vor allem auf die Linksverschiebung des Schwerpunkts der ideellen Querschnittsfläche zurückzuführen. Die auf diesen Schwerpunkt bezogenen wirklichen Hebelarme p bzw. m sind etwas größer als die wegen des Vergleichs mit der symmetrischen bewehrten Stütze in Bild 22 auf die Stabmittellinie bezogenen Werte m . Selbst bei mittlerer Belastung ($m = 0$) treten aus diesem Grund bei einseitiger Bewehrung Biegemomenten und Stabkrümmungen auf. Einseitig bewehrte Säulen kommen daher, wenn überhaupt, nur für sehr stark ausmittige Belastungen in Betracht. Bei den im Bild angegebenen Werten m wurde unter der Traglast in keinem Fall die Streckgrenze der Bewehrung erreicht.

12. Knicken senkrecht zur Kraftebene.

Ausmittig gedrückte Säulen können auch senkrecht zur Kraftebene ausknicken, und es hat sich gezeigt, daß auch in diesem Fall die Tragfähigkeit mit zunehmendem Krafthebel kleiner wird.

Um die Knickspannungslinien für Ausknicken senkrecht zur Kraftebene zeichnen zu können, hat man für verschiedene Wertepaare (P_k, m) die zugehörigen kritischen Säulenschlankheiten λ' zu bestimmen. Hierzu geht man in zwei Abschnitten vor.

1. Für das gewählte Wertepaar (P_k, m) wird mit Hilfe der Formänderungslinien des Betons und Stahls die Spannungsverteilung im Querschnitt bestimmt (Fall α in Bild 23).

2. Knickberechnung senkrecht zur Kraftebene:

Es ist diejenige Last zu suchen, unter der außer der geraden Stabform noch eine Gleichgewichtslage mit unendlich kleinen seitlichen Ausbiegungen y senkrecht zur Kraftebene möglich ist (Bild 23).

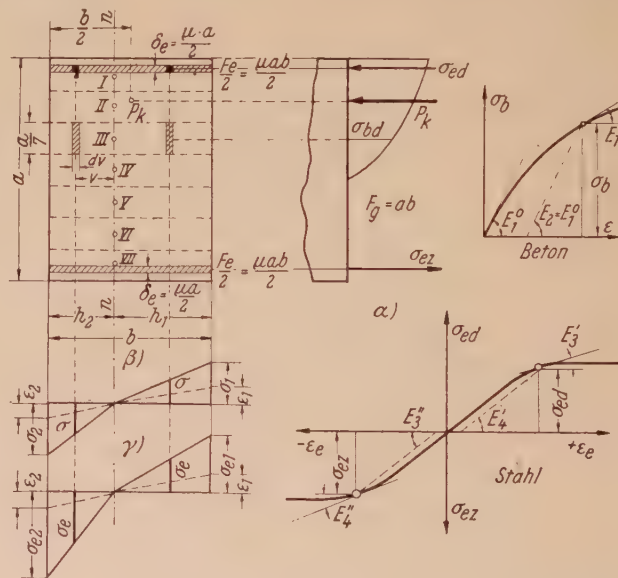


Bild 23.

Zunächst ist die Lage der Biege Nulllinie $n - n$ zu bestimmen. Bei einer Linksverschiebung des Querschnitts durch das Stabknicken entstehen im Beton und Stahl Biegespannungen, und zwar rechts von $n - n$ Druck-, links davon Zugspannungen. Die Spannungsvergrößerungen an der Stabinnenseite folgen dem Formänderungsgesetz der Belastung, für die Biegezugspannungen links von $n - n$ sind die Entlastungsgeraden maßgebend. Da die seitliche Ausbiegung unendlich klein zu denken ist, bestehen die Spannungsverteilungslinien für Beton und Stahl aus den gebrochenen Linienzügen β und γ . Die Bedingungsgleichung für die Lage der Nulllinie folgt aus der Gleichgewichtsbedingung: Summe aller Biegespannungen ist gleich Null [2] S. 251]. Sie lautet

$$\frac{E E_1}{7} + \frac{\mu (E_3' + E_3'')}{2} = (b - h_1)^2 \left[\frac{\Sigma E_2}{7} + \frac{\mu (E_4' + E_4'')}{2} \right] \quad (7)$$

Bedeutung der in dieser Gleichung auftretenden Be- und Entzugsmoduli E geht aus Bild 23 hervor. Im Bereich der gerissenen Bruchzone ist für E_1 der Belastungsmodul E_1^0 im Ursprung der Bruchstauungslinie und $E_2 = 0$ zu setzen. Um von der Stückzahl Rundstahleinlagen unabhängig zu sein, wurden die Flächen über die Breite b gleichmäßig verteilt und die Bewehrung in

Bild durch zwei Rechtecke von der Höhe $\delta_0 = \frac{\mu a}{2}$ dargestellt. Die Gleichsetzung des Moments $P_k y$ mit dem Moment der inneren Kräfte liefert für den Knickmodul die Formel

$$\frac{h_1^3}{b^3} [0,571 \sum_1^{\text{VII}} E_1 + 2 \mu (E_3' + E_3'')] + \frac{h_a^3}{b^3} [0,571 \sum_1^{\text{VII}} E_2 + 2 \mu (E_4' + E_4'')] \quad (8)$$

der Integration der Differentialgleichung der Biegelinie des geknickten Stabes $\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{P_k y}{E' J}$ ist E' als Konstante anzunehmen, so daß sich für die kritische Schlankheit die Gleichung

$$\lambda' = \frac{l}{i'} = \pi \sqrt{\frac{E'}{\sigma_k}} \quad (9)$$

gilt. Darin ist $\sigma_k = P_k / F_g$ und $i' = \sqrt{\frac{J}{F_g}} = b / \sqrt{12}$ der kleine Flächenträgheitsmoment des Querschnitts.

Mit Hilfe dieser Theorie wurden die in Bild 24 dargestellten Knickspannungskurven bestimmt. Sie gelten für $\mu = 2\%$ symmetrisch bewehrte Stahlbetonsäulen bei beliebigem Seitenverhältnis a/b des Querschnitts. Für verschiedene Grundspannungen σ_b und entsprechende Werte von ε_b werden nach den Angaben in Punkt 3

die Werte P_k und m sowie die Spannungsbilder Figur α , Bild 23, ermittelt (in $m = p/k$ ist unter $k = a/6$ die größere Kernweite zu verstehen). Nach Berechnung der Biege nulllinien und Knickmoduli aus Gl. (7) und (8) ergaben sich die kritischen Schlankheiten aus Gl. (9). Mit den so erhaltenen Werten wurde Bild 24 gezeichnet, deren Kurven den durch die kritische Grundspannung $\sigma_b = \frac{100 \sigma_k - 2 \sigma_a}{98}$

gedrückten Abfall der Tragfähigkeit mit wachsender Exzentrizität der Normalkraft für eine Anzahl konstanter Stabschlankheiten $\lambda' = l/i'$ angeben. Die Knicklasten nehmen bei gedregenen Säulen rascher ab als bei schlanken. Durch die auf der gestrichelten Linie liegenden Endpunkte der $\lambda' =$ Kurven werden jene Knicklasten als Hebelarme angegeben, bei denen das Versagen des Stabes durch Zerstörung der Betondruckzone, also Erreichen des Bruchmoments eintritt. Alle anderen Kurvenpunkte liefern kritische Lastzustände, bei deren Erreichung das Gleichgewicht instabil wird, bevor noch die spezifische Verkürzung der gedrückten Randfaser die Bruchstauung des Betons erreicht.

Es erhebt sich nun die Frage, wann eine nach Bild 24 belastete Säule mit Rechteckquerschnitt in der Kraftebene und wann senkrecht zu dieser ausknickt. Dazu kann folgendes gesagt werden (S. 253).

Säulen mit Quadratquerschnitt knicken nur bei mittigem Druck erst bei sehr kleinen Lasthebeln senkrecht zur Kraftebene aus. Bei Lastangriff im Viertelpunkt der Kernweite $k = a/6$ und senkrecht bei noch größeren Exzentrizitäten wird das Versagen des

Stabes immer auf das Ausknicken in der Kraftebene zurückzuführen sein.

2. Säulen mit Rechteckquerschnitt: Bei mittlerer oder fast mittlerer Belastung ist stets das Ausknicken in Richtung der Längsachsen beider Stahlreihen (Bild 24), also senkrecht zur Kraftebene, maßgebend. Ist bei Schlankheiten $\lambda' < 70$ der Krafthebel größer als etwa $1/4$ der Kernweite $k = a/6$, so ist Knicken in der Kraftebene maßgebend. Bei Werten λ' zwischen 70 und 140 besteht die Gefahr des Ausknickens senkrecht zur Kraftebene auch noch bei größeren Krafthebeln als $1/4$ der Kernweite $a/6$. Die für das Knicken senkrecht zur Kraftebene maßgebenden kritischen Stablängen λ' werden mit zunehmender Länglichkeit des Querschnitts kleiner. Greift die Last weit außerhalb des Querschnitts an, dann versagt die Säule stets durch Ausknicken in der Kraftebene. Die Traglast kann in solchen Fällen hinreichend genau als jene Last berechnet werden, unter der in der gedrückten Randfaser des Säulenquerschnitts die Betonbruchstauung erreicht wird (Spannungsproblem, Übergang zum normalkraftfrei belasteten Balken).

13. Schwinden und Kriechen.

Eine genaue Berechnung der Knickspannungslinien mit Berücksichtigung des Schwindens stößt auf Schwierigkeiten, weil über die Größe und Verteilung der Schwindspannungen im ausmittig gedrückten Querschnitt nach dem Auftreten von Betonrissen keine Klarheit besteht (die Risse reichen nämlich nicht bis zur Biege nulllinie). Es ist jedoch anzunehmen, daß der Schwindeinfluß gering ist und wie bei den mittig gedrückten Säulen und den normalkraftfrei auf Biegung beanspruchten Balken vernachlässigt werden darf. Bei den mittig gedrückten Säulen ist eine genaue Berechnung mit Berücksichtigung des Schwindens jedoch möglich; Knickspannungslinien für mittig belastete Säulen mit und ohne Schwindeinfluß wurden vom Verfasser schon in B. u. St. 46 (1951), Heft 1, S. 8 u. 9, Bild 11 u. 12, angegeben.

Eine das Kriechen berücksichtigende strenge Lösung ist bisher anscheinend nicht bekanntgeworden; sie müßte die Vergrößerung der Formänderungswinkel $1/\varrho$, die Verlagerung der Spannungen vom Beton auf den Stahl sowie die Festigkeitszunahme des Betons mit dem Alter in Rechnung stellen. In einzelnen Fällen wäre eine Näherungslösung möglich, deren Ergebnisse sich jedoch schwer verallgemeinern lassen. Es erscheint daher aussichtsreicher, das Problem durch großangelegte Versuchsreihen zu lösen.

14. Die Sicherheit der nach den Bestimmungen berechneten Säulen.

Bei der vorjährigen Betonvereinstagung hat Prof. Rüsch darauf aufmerksam gemacht, daß die nach den Bestimmungen DIN 1045 berechneten ausmittig gedrückten Stahlbetonsäulen häufig eine zu geringe Sicherheit aufweisen; ein Vergleich der nach den Vorschriften berechneten zulässigen Lasten mit den bei den Versuchen von Baumann erhaltenen Knicklasten ergibt Sicherheitsgrade, die in manchen Fällen sogar kleiner als 1 sind⁹⁾.

Ich habe mich ebenfalls mit dieser Frage befaßt und schon im Jahr 1940 die Sicherheitsgrade solcher Säulen durch einen Vergleich der nach den damaligen Bestimmungen zulässigen Lasten mit den nach der Theorie errechneten Knicklasten ermittelt¹⁰⁾. Dabei zeigte es sich, daß bei den 28 untersuchten Säulen mit Rechteck- oder Kreisquerschnitt die Sicherheit zwischen 2,26 und 3,28 lag, also noch ausreichend war. Nun wurden aber 1943 die Knickzahlen ω drastisch herabgesetzt, die zulässigen Biegedruckspannungen erhöht und die obere Grenzschlankheit $h_k/d = 20$ fallen gelassen. Um die Auswirkung dieser Änderung der Bestimmungen zu beurteilen, wurden für acht der schon 1940 behandelten Fälle die nach den jetzigen Bestimmungen zulässigen Lasten bestimmt und mit den theoretischen Knicklasten verglichen. Die 4 Säulen der Gruppe I haben Quadratquerschnitt $a = b$, die 4 Säulen II Rechteckquerschnitt $a = 2b$ (Bild 25), der Bewehrungsgehalt ist stets 20%, die Prismenfestigkeit des Betons ist 150 kg/cm², die Quetschgrenze des Stahls 2400 kg/cm². Für die in der folgenden Zusammenstellung angegebenen Schlankheiten $\lambda = l/i_{\min} = 3,46 l/b$ und Exzentrizitäten $m = p/k$ wurden unter Voraussetzung von Beton B 160 und Betonstahl I aus den nach der DIN 1045 zulässigen Lasten P und den theoretischen Knicklasten P_k die angeführten

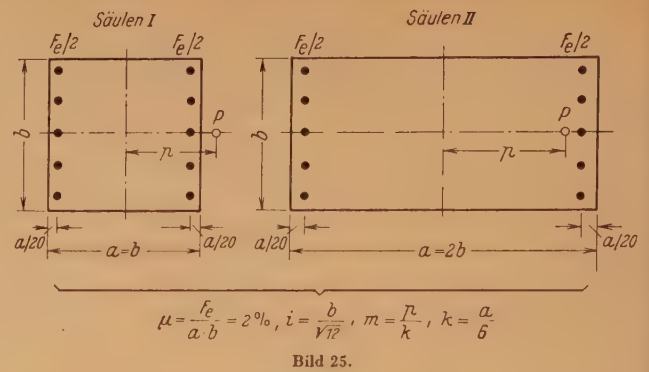
⁹⁾ Rüsch, Forschungsaufgaben auf dem Gebiet des Stahlbetonbaues. Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1952, S. 61.
¹⁰⁾ Habel, Der Sicherheitsgrad außermittig gedrückter Eisenbetonsäulen bei Knickgefahr. B. u. St. 39 (1940), Heft 9, S. 117.

Sicherheitsgrade $n = P_k/P$ berechnet.

Säule	λ	m	Sicherheit $n = P_k/P$	Säule	λ	m	Sicherheit $n = P_k/P$
I (a = b)	79	1	1,93	II (a = 2b)	79	1	2,46
	106	2	1,56		106	2	2,37
	122,5	3	1,39		122,5	3	2,35
	140	4	1,21		140	4	2,09

Man sieht, daß die für die Säulen I erhaltenen Sicherheiten viel zu gering sind. Tatsächlich kann die Sicherheit noch kleiner ausfallen, weil die der Berechnung der Knickspannungslinien seinerzeit zugrunde gelegte Prismenfestigkeit 150 kg/cm² eher einer höheren Würfeldruckfestigkeit als 160 kg/cm² entspricht.

Versuche und Theorie beweisen mithin, daß die nach der DIN 1045 berechneten ausmittig gedrückten Säulen stark verschiedene und in manchen Fällen viel zu kleine Knicksicherheiten aufweisen. Es ist nur günstigen Begleitumständen zu verdanken (elastische Einspannungen, Festigkeitszunahme des Betons mit dem Alter u. dgl.), wenn trotzdem bisher keine Fehlschläge bekanntgeworden sind. Eine Verbesserung der auf einer theoretisch unbegründeten



Aufspaltung des Problems in eine Spannungsaufgabe und eine unabhängig davon zu lösende Gleichgewichtsaufgabe beruhenden Knickvorschrift erscheint daher durchaus erwünscht.

Die Muckenhamergrabenbrücke.

Eine neue vorgespannte Brücke von 60 m Stützweite in Oberösterreich.

Von Reg.-Baurat Dipl.-Ing. Josef Aichhorn, Linz.

Nach einem Vortrag, gehalten am Österr. Straßentag 1953 in Salzburg.

Die bestehende Weilhart-Landesstraße von Salzburg nach Braunau a. I. führt kurvenreich und mit schlechten Sichtverhältnissen über das Abbaugelände des neuerschlossenen Kohlenreviers von Trimmelkam bei Ostermiething. Um die Störung des Bergwerksbetriebes durch den Straßenverkehr künftig zu vermeiden und die neue Bergwerkssiedlung Riedersbach an das öffentliche Straßenverkehrsnetz anzuschließen, wurde von der o.ö. Landesbaudirektion die Verlegung der Weilhart-Landesstraße in westlicher Richtung zur Salzach hin beschlossen.

wechselnder Lagerung, worauf tertiäre Tone folgen. Die Hänge sind ziemlich steil, sie haben eine Neigung bis zu 40°. Die ursprünglich hohe Kohäsion der unteren Schichten, die durch die frühere große Auflagerung entstanden war, ist dort, wo sie freiliegen, vollkommen verschwunden. Durch Luft- und Wasserzutritt wird die „gewachsene Kohäsion“ ständig weiter abgebaut. In dem Graben sind die Erosionserscheinungen also augenscheinlich noch nicht abgeschlossen. Die Standsicherheit der Pendelstützenfundamente würde dadurch betroffen worden sein. Andererseits hätten die auf Stützensenkungen empfindlichen Durchlaufplatten eine unnachgiebige Gründung der Pendelstützen erfordert.

Im Hinblick hierauf, aber auch wegen der besseren architektonischen Wirkung entschloß man sich für die Ausführung einer

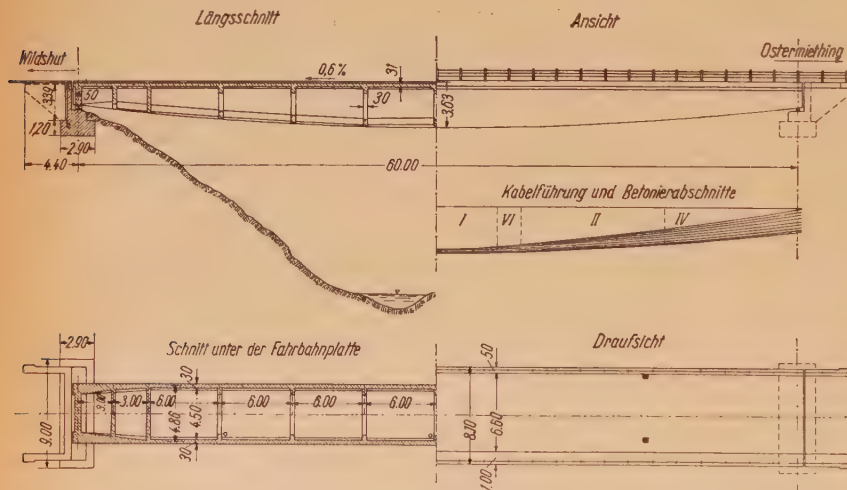


Bild 1. Ansicht und Schnitte sowie Kabelführung und Betonierabschnitte.

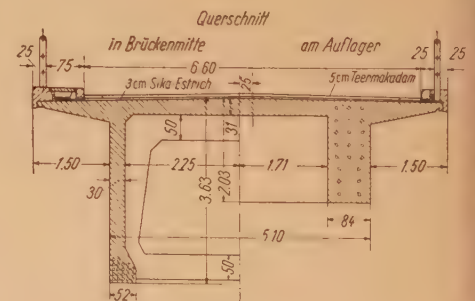


Bild 2. Querschnitte.

Die neue Straße kreuzt südlich Ostermiething zwei größere Gräben. Der Hintergröbnergraben wird auf einem 17 m hohen Damm mit einem 64 m langen Durchlaß überquert, der Muckenhamergraben ist durch eine 60 m lange Brücke überbrückt.

Die öffentliche Ausschreibung sah eine dreifeldrige Durchlaufplatte in Stahlbeton mit Hohlkastenquerschnitt auf zwei Pendelstützen vor. Dieser Entwurf erzielte auch den billigsten Angebotspreis. Doch waren auch die Firmmentwürfe in Spannbeton als Dreifeldplatte und als Einfeld-Plattenbalken im Preis nicht viel höher.

Obwohl der Graben nur wenig Wasser führt und somit die Herstellung der Pendelstützen verhältnismäßig billig erschien, konnte doch der Einfeld-Plattenbalken in aussichtsreichen Wettbewerb treten, da die beliebig groß zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe die Wahl des wirtschaftlichsten Querschnittes ermöglichte.

Geologisch ist der Graben ein junges Erosionstal in einer mächtigen Grundmoräne. Oberflächlich liegen Kies und Sand in

Einfeldbrücke. Den Zuschlag erhielt die Firma Baugesellschaft H. Rella & Co., Linz, für einen nach dem schweizerischen System BBRV¹⁾ vorgespannten Plattenbalken von 60 m Stützweite. Entwurfverfasser war Dipl.-Ing. Kurt Wenzel von vorbezeichneter Firma.

Als Belastungsannahmen waren vorgeschrieben: Tragfähigkeit nach ÖNORM, Brückenklasse I, ein 25-t-LKW + ein 14-t-LKW nebeneinander, übrige Fläche Menschengedränge mit 500 kg/m² oder 60-t-Raupenfahrzeug im Alleingang in Fahrbahnmitte und Menschengedränge auf den Gehsteigen. Die wichtigsten Abmessungen können aus den Bildern 1 und 2 entnommen werden.

Die im Stahlbetonbau im allgemeinen nicht mehr übliche Fischbauchform der Hauptträger hat in diesem Falle ihre besondere Begründung; sie ist die wirtschaftlichste Form, und sie ist architektonisch günstig. Ein Vergleich verschiedener Formen des Hauptträgers hat gezeigt, daß z. B. ein Parallelträger mit gleicher Höhe

¹⁾ Schweiz. Bztg. (1952), Heft 8. — B. u. St. 48 (1953), Heft 4, S. 101.

,63 m) in dem Graben mit „V“-Querschnitt viel plumper aussehen hätte. Überdies hätte die Unterkante durch optische Ausföschung leicht nach oben gewölbt ausgesehen. Schließlich konnten dank der Fischbauchform die Abmessungen der Widerlager, besonders die Länge der Flügelmauern, wesentlich kleiner gehalten werden.

Die Dicke der Hauptträger beträgt 30 cm und vergrößert sich im Bereich der überdrückten Zugzone auf 52 cm. Die Querrahmen und an den Trägerenden zur Aufnahme der Druckkräfte und zur besseren Aussteifung der Endköpfe für die Krafteinleitung enger gestellt. Die Fahrbahnplatte ist einschl. der Randstreifen 8,10 m breit und im Mittel 29 cm dick. Aus diesen Abmessungen ergibt sich das Eigengewichtsmoment mit 6161 t/m, während das Moment aus den Verkehrslasten 2064 t/m beträgt. Die Fahrbahnplatte wurde schlaff bewehrt mit Torstahl 40, $\sigma_{zul.} = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Sie wurde mit Hilfe der Einflußfelder nach Pucher berechnet mit Berücksichtigung der Einspanngrade nach Bittner.

Für das gesamte Tragwerk wurde die Betongüte B 350 vorgeschrieben und dementsprechend in Anwendung an DIN 4227 als Betonspannung zugelassen:

in der Druckzone

$\sigma_{bdzul.} = 116,7 \text{ kg/cm}^2$,

in der überdrückten Zone

$\sigma_{bdzul.} = 143,3 \text{ kg/cm}^2$.

Die verlangte hohe Betonfestigkeit wurde erreicht durch nachfolgende Betonzusammensetzung: Gewaschener Kies und Sand feindkorn 18 % 0/3 mm, 25 % 3/7 mm, 55 % 7/30 mm und 2 % Melkersand; Portlandzement 325 bis 350 kg je m^3 Fertigbeton; Plastokret $\frac{1}{2}$ % des Zementgewichtes; Wasser-Zement-Faktor 0,4, im Bereiche der dicht liegenden Kabel etwas mehr.

Nach sieben Tagen ergaben die Würfel Festigkeiten von rund 350 kg/cm^2 . Nach dreimonatlicher Lagerung über den Winter im Freien, unter dem Tragwerk war die durchschnittliche Festigkeit von mehreren Serien abgedrückter Probewürfel 498 kg/cm^2 .

Mit dem Betonieren des Haupttragwerkes wurde etwa drei Monate nach dem Einrichten der Baustelle, in der zweiten Dezemberwoche 1952 begonnen. Sie dauerte, unter denkbar ungünstigen Witterungsverhältnissen, zwei Wochen. Der unerwartet baldige und heftige Wintereinbruch mit Nachtfrösten bis zu -12°C erforderte umfangreiche Vorkehrungen für die Betonierung bei Frost. Außer der Erwärmung des Anmachwassers mußten die Zuschlagstoffe mittels Dampf vorgewärmt und der eingebrachte Beton durch Heizung auf Temperatur gehalten werden. Bild 1 zeigt die sechs Betonierabschnitte. Der Beton wurde mit Tauch- und Schläungsrüttlern verarbeitet.

Die Brücke wurde nur längs vorgespannt.

In jedem Hauptträger sind 21 Kabel angeordnet mit je 12 Drähten $\varnothing 5 \text{ mm}$ aus kalt gezogenem Spanndraht, St. 165 aus dem Werk Felten & Guilleaume, Bruck/Mur, Steiermark. Die 0,2 % Grenze dieses Spanndrahtes liegt bei 135 kg/mm^2 , die technische Kriechgrenze bei 90 kg/mm^2 und $\sigma'_{ezul.} = 85 \text{ kg/mm}^2$. Vorhanden sind im Endzustand bei Vollast 78 kg/mm^2 . Die Bruchsicherheit des Spanndrahtes beträgt somit rund 2,1.

Die Spanndrähte wurden unabhängig vom Lieferwerk nochmals geprüft und es ergaben sich keine Beanstandungen. Die Kabelhüllen wurden in Längen von 6 m aus 0,7 mm dickem Eisenblech mit gebördelter Längsnaht hergestellt. Ihre Stoßstellen wurden mit Isolierband abgedichtet.

Vor dem Ablängen wurde jeder einzelne Draht mit rund 110 kg/mm^2 gespannt. Insgesamt kamen etwa 110 km Draht bzw. 2,56 km Kabel im Gewichte von rund 17 t zum Einbau. Die Kabel wurden durch in Abständen von 2 m angeordnete Kabelhalter in ihrer vorberechneten Lage gehalten.

Der Stahl für die Unterlagsplatte ist St 37, jener der Ankerköpfe St 70. Jedes Kabel hat einen festen und einen beweglichen Ankerkopf (Bild 3). Die beweglichen Ankerköpfe wurden, zwecks gleichmäßiger Aufteilung der Reibungsverluste auf die ganze Länge des Tragwerkes, abwechselnd an den beiden Tragwerksenden angeord-

net. Bei drei Kabeln in jedem Hauptträger wurden zwecks Bestimmung der Reibungsverluste beiderseits bewegliche Ankerköpfe angebracht. Die hydraulischen Pressen für das Spannen der Kabel (Bild 4) konnten bei 700 at einen Zug von 100 t ausüben.

Das Tragwerk wurde im April 1953, also vier Monate nach der Betonierung vorgepannt, und zwar in zwei Stufen bzw. in drei Schritten. Beim ersten Schritt wurden 14 Kabel auf Spannstufe 1 gespannt. Dann wurde die noch fehlende ständige Last (Gehsteigebeton, Randsteine und Sikaestrich) aufgebracht. Anschließend wurden als zweiter Schritt die restlichen 28 Kabel ebenfalls auf Spannstufe 1 gespannt. Bei dieser beträgt die mittlere Spannung in Brückenmitte 78 kg/mm^2 . Schließlich wurde als dritter Schritt in allen Kabeln die Spannstufe 2 aufgebracht; diese ergibt in Brückenmitte eine mittlere Spannung von 88,5 kg/mm^2 . Am beweglichen Ankerkopf wurde in den Kabeln durch zweimaliges kurzes Überspannen eine vorübergehende Spannung von 100 kg/mm^2 erzeugt.

Nachdem in 32 Kabeln die erste Spannstufe aufgebracht war, mußte das Lehrgerüst abgesenkt werden, da ansonsten durch das

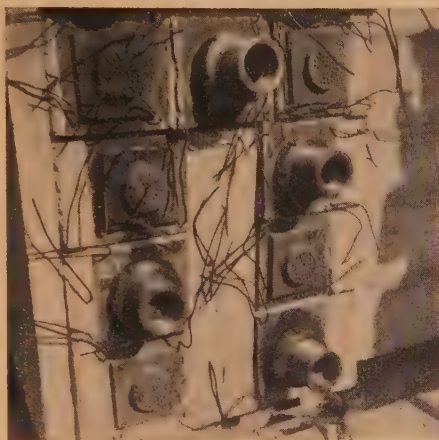


Bild 3. Feste und bewegliche Ankerköpfe.



Bild 4. Spannen der Kabel.

Fehlen der Eigengewichtswirkung im Hauptträger zu hohe Spannungen aufgetreten wären.

An Spannungsverlusten wurden vorberechnet: Für Kriechen und Schwinden des Betons B 350 = 11 kg/mm^2 . Da aber der Beton im Zeitpunkt des Spannens bereits eine Festigkeit von rund 500 kg/cm^2 aufwies, war der Spannungsverlust nur mit $\sigma_{evor.} = 6,0$ bis 6,5 kg/mm^2 zu erwarten.

Die Reibungsverluste auf die ganze Brückenlänge wurden im Mittel mit 17 % errechnet. An den drei Meßkabeln in beiden Hauptträgern (Kabel mit beiderseitigen beweglichen Ankerköpfen) konnte festgestellt werden, daß die tatsächlichen Reibungsverluste größer waren, und zwar in Brückenmitte um etwa 5,0 kg/mm^2 . Somit waren die erhöhten Reibungsverluste zufällig gleich groß wie die Verminderung der Vorspannverluste zufolge Kriechen und Schwinden durch die höhere Betongüte. Es brauchte daher an der vorberechneten Höhe der beiden Spannweiten nichts geändert zu werden.

Als Sicherung gegen etwaiges geringfügiges Kriechen des Stahles und für allfällige, erhöhte Reibungsverluste ist in Brückenmitte noch eine zusätzliche Spannungsreserve von 2,9 kg/mm^2 vorhanden. Mit der eingebrachten Vorspannung treten in keinem Querschnitt der Plattenbalken (quer zur Längsachse der Brücke) bei beliebigen zulässigen Laststellungen Zugspannungen auf.

Die Spannwege waren rund 30 cm und stimmten sehr genau mit den errechneten Werten überein. Die Abweichung war im ungünstigsten Falle 3 %.

An den Hauptträgerenden treten durch die aufgebrachten Pressendrucke hohe Spannungen auf. Sie mußten daher mit entsprechend starker Spiralbewehrung bewehrt werden.

Zufolge ständiger Last, Vorspannung, Kriechen und Schwinden wird sich das Tragwerk um etwa 3,0 cm verkürzen, was bei der Lagereinstellung berücksichtigt werden mußte. Der auf die Vorspannung allein entfallende Teil der Verkürzung wurde mit 2,06 cm errechnet. Tatsächlich betrug sie 2,01 cm. Die Durchbiegungen betragen aus der ständigen Last + 12,2 cm (nach unten), aus der

Verkehrslast + 3,4 cm (nach unten) und aus der Vorspannung — 12,9 cm (nach oben).

Auch hier stimmen die tatsächlichen Werte mit den errechneten recht gut überein.

Nach dem Aufbringen der zweiten Vorpannstufe wurden die Zwischenräume zwischen den Spanndrähten und den Kabelhüllen mit Mörtel ausgepreßt. Dabei wird wie folgt vorgegangen: Am beweglichen Ankerkopf, der in der Mitte eine größere Öffnung besitzt, wird ein Einpreßkopf aufgeschraubt (Bild 5). Zunächst wird

Sika 1-Estrich in verschiedener Zusammensetzung. Zu unterst wird auf die verhältnismäßig rauhe und unebene, aber sauber gereinigte Betonfläche eine Sikaschlämme mit Pinseln aufgestrichen. Diese Schicht bildet sozusagen die Leimschicht zwischen dem Tragbeton und dem Dichtungsestrich. Darüber kommt die außerordentlich dichte, völlig wasserundurchlässige eigentliche Dichtungsschicht und darüber der Bodenüberzug, der wenig schwindempfindlich ist. Da der Estrich beträchtlichen Temperaturspannungen ausgesetzt ist und außerdem durch die Formänderung des Tragwerkes be-

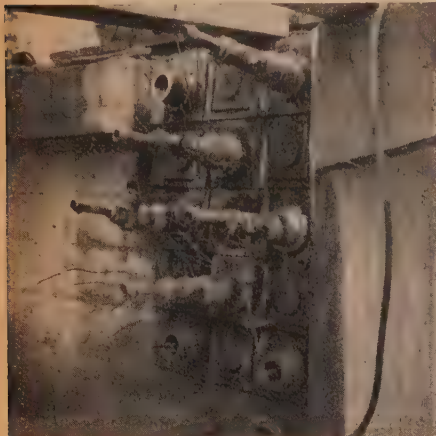


Bild 5.
Einpreßköpfe für das Auspressen mit Zementmilch.



Bild 6.
Brückenuntersicht.



Bild 7.
Die fertige Brücke.

mit reinem Wasser durchgespült, dann wird mittels Preßluft aus Preßluftflaschen das Wasser wieder ausgeblasen. Schließlich wird mit stetigem Druck der Mörtel so lange eingepreßt, bis er am anderen Ende der Kabel durch das Loch des festen Ankerkopfes austritt. In diesem Augenblick wird das Loch am festen Ankerkopf verschlossen, der Einpreßdruck bis auf 12 atü erhöht und dann die Zuleitung mittels eines Absperrschiebers abgesperrt. Der Einpreßmörtel besteht aus: 2 Teilen Portlandzement, 1 Teil Alfesil, 1 Gewichtsprozent vom Zement + Alfesil-Intrusion-Aid und 2 Gewichtsprozent Wasser.

Nach dem Auspressen aller Kabelhüllen werden sämtliche beweglichen und festen Ankerköpfe durch eine Betonschürze zubetoniert. Im Anschluß daran wurden die Kammermauern und die Flügel hergestellt.

Da die Fahrbahnplatte über den beiden Hauptträgern aus den Stützmomenten quer zur Brückenachse Zugspannungen erhält, konnte auf die Abdichtung nicht gänzlich verzichtet werden. Erstmals wurde hier bei Straßenbrücken in Oberösterreich eine Abdichtung aus Sika-Estrich angewendet. Sie besteht aus drei Lagen

anspricht, muß die ganze Fläche in kleine Einzelflächen unterteilt werden. Die Fugen, die dadurch entstehen und vor allem in den Bereich der negativen Momente zu legen sind, werden dann mit „Igas“-Dehnkitt ausgekittet. Über den Estrich kommt die zweischichtige Teermakadamdecke. Verarbeitet wurden im Tragwerk außer den bereits angeführten 17 t Spannkabeln insgesamt 287 m³ Beton und 13,7 t Torstahl 40.

Das Lehrgerüst, etwa 16 m hoch, bestand aus Ober- und Untergerüst, zwischen denen die 44 Spindeln für die Absenkung eingebaut wurden.

Ende Mai sind die Arbeiten abgeschlossen worden, so daß die Bauzeit, ohne Berücksichtigung der dreimonatigen Unterbrechung während des Winters, nur sechs Monate betrug (Bild 6).

Die Gesamtkosten einschl. der Kosten für die Herstellung der Widerlager, Flügel, Geländer und der Auslagen für die Wintermehrkosten sind rund 1 000 000,— S. Die Kosten für das Tragwerk samt Isolierung, Fahrbahndecke, Randsteine, Geländer, Lager- und Übergangskonstruktion betragen rund 900 000 S; so daß auf den m² Verkehrsfläche rund 2 250,— S entfallen.

Druckberechnung in einem Silotrichter.

Von Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Smoltezyk, Berlin.

Überblick: Bei der Berechnung eines Silotrichters wird man im allgemeinen der Einfachheit halber darauf verzichten, die zwischen dem Füllgut und der Trichterwandung wirksame Wandreibung zu berücksichtigen. Man nimmt überschläglich an, der Druck des Füllgutes

wachse von der oberen Begrenzungskante des Trichters linear mit der Tiefe an, und ist damit bei der Bemessung der Wände auf der sicheren Seite. Liegt nun aber die Ausflußöffnung des Trichters sehr abseits der Silozellenachse, etwa auf einer Seite wie in Bild 1, so wird die dieser Seite gegenüberliegende Trichterwandplatte sehr weitgespannt. Ihrer Bemessung müssen dann bei Vernachlässigung der Wandreibung Momente zugrunde gelegt werden, die zu einer übermäßig starken Bewehrung Anlaß geben. Ein solcher Fall veranlaßte den Verfasser, die Lastverteilung im Trichter unter Berücksichtigung der Wandreibung in Anlehnung an die im „Beton-Kalender“¹⁾ gegebene Ableitung

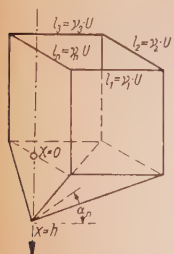


Bild 1.

verteilt im Trichter unter Berücksichtigung der Wandreibung in Anlehnung an die im „Beton-Kalender“¹⁾ gegebene Ableitung

nachzurechnen und für einige Fälle Tafeln aufzustellen. Dabei zeigte sich, daß die Belastung im Trichter im allgemeinen nur wenig über die am oberen Trichterrand herrschende hinausgeht.

Berechnung: Unter einem Silo mit dem Querschnitt F_0 und dem Umfang U_0 und von beliebiger, durch einen n -seitigen Polygonzug bestimmter Querschnittsform ist ein Trichter von der Tiefe h vorgesehen (Bild 1). Es seien

$p_s(x)$

der senkrechte,

$p_w(x)$

der waagerechte Druck des Füllgutes vom Raumgewicht γ in der Trichtertiefe x ;

$p_s(0) = p_0$

der nach dem Beton-Kalender berechnete senkrechte Druck in der Höhe $x = 0$;

F_x

der Trichterquerschnitt in x ,

U_x

der Trichterumfang ebendort;

α_n

der Neigungswinkel der n -ten Trichterfläche gegen

q

die Ebene und l_{nx} ihre Breite in der Tiefe x ;

δ

der natürliche Böschungswinkel des Füllgutes;

$\delta \approx \frac{2}{3} q$

der Wandreibungswinkel (geschätzt);

¹⁾ 1953, Teil II, S. 279. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right)$ der Erddruckbeiwert.

Nach Bild 2 wird das Gewicht $\gamma F_x dx$ des Elementes getragen von:

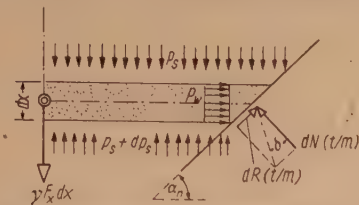


Bild 2. Kräfte am scheibenförmigen Element.

1. der Differenz der lotrechten Drücke dp_s ;
2. der Reibung längs des Umfangs, der Kraft $dR \cdot \sum l_{nx}$, und zwar ihrer lotrechten Komponente $dR \sum l_{nx} \sin \alpha_n$;
3. dem Gegendruck $dN \cdot \sum l_{nx}$ des Trichters mit seiner Komponente $dN \cdot \sum l_{nx} \cdot \cos \alpha_n$.

Nun ist aber $dR \cdot \sum l_{nx} \cdot \sin \alpha_n$ höchstens gleich $dN \cdot \sum (l_{nx} \cdot \sin \alpha_n) \times \operatorname{tg} \delta$, so daß man 2. und 3. zusammenfassen kann zu

$$dN \cdot U_x \cdot \sum [v_n (\cos \alpha_n + \operatorname{tg} \delta \cdot \sin \alpha_n)] \quad (1)$$

weil $l_{nx} = v_n \cdot U_x$ ist. Denn v_n ist wegen der Ähnlichkeit aller Querschnitte für die n -te Wand ein über alle x konstanter Faktor. Auf 1 m des Umfangs greifen die Kräfte $p_s \cdot 1 \cdot \frac{dx}{\operatorname{tg} \alpha}$ und $p_o \cdot 1 \cdot dx = \lambda \cdot p_s \cdot 1 \cdot dx$ an. Es muß also sein:

$$dN = p_s \frac{dx}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \cos \alpha + p_s \cdot \lambda \cdot dx \cdot \sin \alpha \quad (2)$$

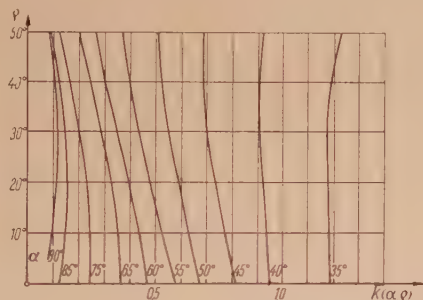


Bild 3. Ermittlung von $k(a, q)$ = Wandneigungswinkel α ,
= natürl. Böschungswinkel q .

Damit erhält der Ausdruck (1) die Form:

$$p_s U_x dx \sum_n \left[v_n \left(\frac{\cos^2 \alpha_n}{\sin \alpha_n} + \lambda \sin \alpha_n \right) (\cos \alpha_n + \operatorname{tg} \delta \cdot \sin \alpha_n) \right] = p_s U_x \cdot dx \cdot K \quad (3)$$

wo $K = \sum_n [v_n \bar{k}_n(\alpha_n, q)]$ eine Konstante über alle x ist. Man stößt also auf den alten Ansatz

$$F_x \gamma dx = F_x dp_s + K p_s U_x dx \quad (4)$$

nur mit dem Unterschied, daß U_x und F_x veränderlich sind. Da jedoch wegen der Ähnlichkeit aller Querschnitte

$$\frac{U_x}{F_x} = \frac{U_o}{F_o} \frac{h}{h-x}$$

ist, ergibt sich schließlich

$$\frac{dp_s}{dx} + \frac{K U_o}{F_o} \frac{1}{h-x} p_s = \gamma \quad (5)$$

Den für den Trichter charakteristischen Faktor $\frac{K U_o}{F_o} h$ nennen wir a . Dann hat Gl. (5) die Lösung:

$$p_s(x) = (h-x)^a \left[C - \gamma \frac{(h-x)^{1-a}}{1-a} \right] \quad (6)$$

für alle $x < h$. Für $x \rightarrow h$ geht $p_s \rightarrow 0$. Aus $p_s(0) = p_o$ folgt

$$C = \frac{p_o + \gamma h / (1-a)}{h^a}$$

und damit ist

$$p_s(\xi) = \xi^a p_o + \gamma h \frac{\xi^a - \xi}{1-a} \quad \left(\xi = \frac{h-x}{h} \right) \quad (7)$$

Die Lösung stellt eine Parabel vom Grade a dar. Es sei

$$\xi^a = S_1(\xi)$$

$$\frac{\xi^a - \xi}{1-a} = S_2(\xi)$$

$$\frac{\gamma h}{p_o} = b$$

so ist

$$p_s(\xi) = p_o [S_1 + b S_2] \quad (8)$$

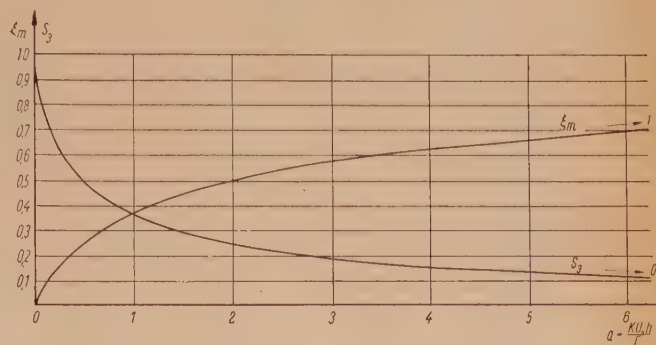


Bild 4. Ermittlung von $S_2(a)$ und $\xi_m(a)$. Größter senkrechter Druck im Silotrichter (Sonderfall $p_o = 0$): $\max p_s = S_2 \gamma h$.

Es genügt für die praktische Berechnung, das Maximum des Druckes zu kennen. Zunächst soll der Sonderfall $p_o = 0$ betrachtet werden:

$$p_s = \gamma h \frac{\xi^a - \xi}{1-a}$$

$$p_s' = \frac{\gamma h}{1-a} [a \xi_m^{a-1} - 1] = 0 \quad (9)$$

$$\xi_m = a^{\frac{1}{1-a}}$$

$$\max p_s = \frac{1}{1-a} [a^{\frac{a}{1-a}} - a^{\frac{1}{1-a}}] \gamma h$$

und wegen $\frac{1}{1-a} = 1 + \frac{a}{1-a}$ ist schließlich

$$\max p_s = a^{\frac{a}{1-a}} \gamma h = S_3(a) \gamma h \quad (10)$$

Für $a \rightarrow 1$ ist eine Grenzwertermittlung notwendig:

$$\ln S_3 = \frac{a}{1-a} \ln a$$

$$\lim_{a \rightarrow 1} (\ln S_3) = -1 \cdot \lim_{a \rightarrow 1} \left(\frac{1}{a} \right) = -1$$

$$S_3(1) = \frac{1}{e}$$

Die Funktionswerte sind in der folgenden Tafel zusammengestellt:

a	ξ_m	$S_3(a)$	a	ξ_m	$S_3(a)$
0	0	1,0	1,1	0,389	0,354
0,1	0,078	0,775	1,2	0,403	0,336
0,2	0,134	0,669	1,3	0,417	0,321
0,3	0,179	0,597	1,4	0,432	0,309
0,4	0,221	0,543	1,5	0,445	0,297
0,5	0,250	0,500	1,6	0,456	0,285
0,6	0,279	0,465	1,7	0,466	0,274
0,7	0,305	0,436	1,8	0,481	0,267
0,8	0,327	0,409	1,9	0,489	0,258
0,9	0,349	0,387	2,0	0,500	0,250
1,0	0,368	0,368			

Analog erhält man für den allgemeinen Fall:

$$p_s = p_o \left[\xi^a + b \frac{\xi^a - \xi}{1-a} \right]$$

$$p_s' = p_o \left[a \xi_m^{a-1} + \frac{b}{1-a} (a \xi_m^{a-1} - 1) \right] = 0$$

$$\xi_m = \left[a \left(1 + \frac{1-a}{b} \right) \right]^{\frac{1}{1-a}} = [a \cdot c]^{\frac{1}{1-a}} \quad \left(c = 1 + \frac{1-a}{b} \right) \quad (11)$$

$$\max p_s = p_o \left[(a c)^{\frac{a}{1-a}} + \frac{(a c)^{\frac{1}{1-a}} - (a c)^{\frac{1}{1-a}}}{c-1} \right]$$

$$\max p_s = p_o (1 + b - a) [a c]^{\frac{a}{1-a}} = S_4(a, b) \cdot p_o \quad (12)$$

S_4 stellt eine Kurvenschar mit dem Parameter b dar. Für $a \rightarrow 1$ geht $S_4 \rightarrow 1 + b$. In dem für den Trichter gültigen Bereich $\xi_m < 1$ liefern die Kurven nur Werte, solange $a < b$ ist, d. h. nur unter dieser Bedingung wird der lotrechte Druck im Trichter größer als p_o .

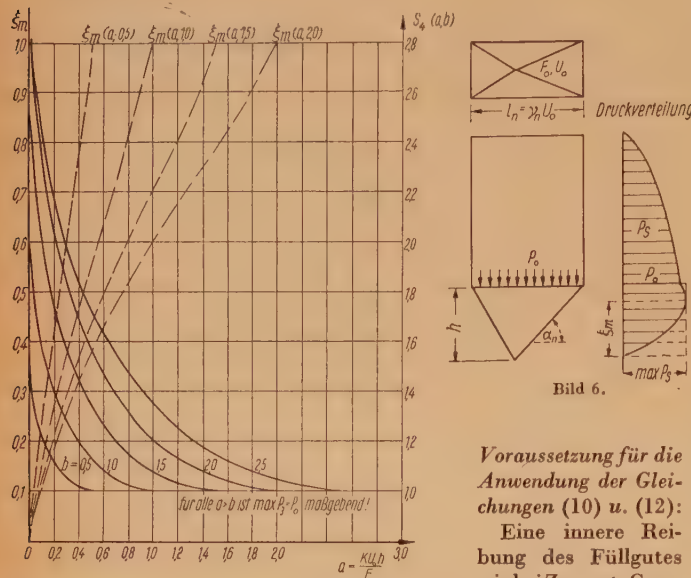


Bild 5. Ermittlung von $S_4(a, b)$ und $\xi(a, b)$. Größter senkrechter Druck im Silotrichter $\max p_s = S_4 \cdot p_o$.

u. ä. m. — Ferner muß ein Verspannen der Teilchen angenommen werden können: schlanke Siloform und ein nicht zu gestreckter Grundriß.

Bemessungsverfahren: (Vgl. Bild 6)

1. p_o nach der üblichen „Siloformel“ berechnen¹⁾;
2. die Verteilungszahlen $v_n = \frac{l_n}{U_o}$ berechnen und aus Bild 3 für jede Wand den Wert $\bar{k}_n$ entnehmen.
3. Die Summe $\sum v_n \bar{k}_n = K$ bilden.

$$4. a = \frac{K U_o h}{F_o} \text{ und } b = \frac{\gamma h}{p_o} \text{ berechnen.}$$

5. Aus Bild 5 den zugehörigen Wert $S_4(a, b)$ entnehmen.

6. Damit wird $p_s = S_4 p_o$.

7. Die Trichterplatte n wird senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht durch:

$$p_n = p_s [\cos \alpha_n + \tg^2(45^\circ - \frac{q}{2}) \sin \alpha_n] = \beta p_s$$

Für bestimmte Wertepaare α, q entnimmt man β aus Bild 7. p_n wird für die Bemessung der Einfachheit halber über die ganze Fläche konstant angesetzt.

Zahlenbeispiel: In einem Silo von $F_o = 17 \text{ qm}$ und $U_o = 17 \text{ m}$ herrscht ein Bodendruck von $p_o = 1,92 \text{ t/qm}$.

Es soll ein Trichter nach Art von Bild 8 eingehängt werden, dessen Flächenneigung mindestens 45° beträgt. Die kleinste Rechteckseite ist 3,20 m lang.

$$\text{Füllgut: } \gamma = 1,20 \text{ t/m}^3, \\ q = 25^\circ.$$

Wegen $\alpha_3 = 45^\circ$ wird $h = 3,20 \text{ m}$.

Aus Bild 3 ist zu entnehmen:

$$\bar{k}_1 = 0,57; \bar{k}_2 = 0,72; \bar{k}_3 = 0,12.$$

$$\text{Damit wird } K = 0,374 \cdot 0,57 + 0,313 \cdot 0,72 + 0,313 \cdot 0,12$$

$$K = 0,475$$

$$\text{und } a = \frac{0,475 \cdot 17 \cdot 3,20}{17} = 1,52$$

$$b = \frac{1,20 \cdot 3,20}{1,92} = 2,0.$$

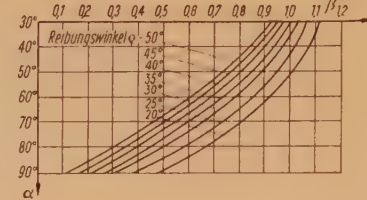


Bild 7. Ermittlung von $\beta(\alpha, q)$ zur Umrechnung des senkrechten Silo-druckes p_s in den Normaldruck $p_n = \beta(\alpha, q) p_s$ einer unter α geneigten Wandfläche.

$$\beta = \left[\cos \alpha + \tg^2 \left(45^\circ - \frac{q}{2} \right) \sin \alpha \right].$$

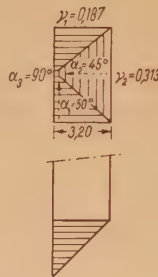


Bild 8.

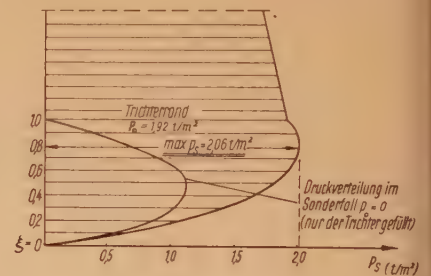


Bild 9. Druckverteilung im Fall des Rechenbeispiels: $a = 1,52; b = 2,0$.

Nach Bild 5 ist $S_4(1,52; 2,0) = 1,07$

$$\text{und } \xi_m = 0,79.$$

Dann ist $\max p_s = 1,07 \cdot 1,92 = 2,06 \text{ t/qm}$.

und mit den Werten $\beta_1 = 0,95; \beta_2 = 0,99; \beta_3 = 0,49$ aus Bild 7 werden

$$\max p_{n1} (\alpha_1 = 50^\circ) = 0,95 \cdot 2,06 = 1,96 \text{ t/qm}$$

$$\max p_{n2} (\alpha_2 = 45^\circ) = 0,99 \cdot 2,06 = 2,04 \text{ t/qm}$$

$$\max p_{n3} (\alpha_3 = 90^\circ) = 0,49 \cdot 2,06 = 1,01 \text{ t/qm}$$

Die Verteilung des senkrechten Drucks für diesen Fall ist in Bild 9 dargestellt.

Grobbleton, Rüttelgrobbleton, Größtkornbleton.

Von Dr.-Ing. Bruno Widmann, München.

Seit der Entdeckung eines zuverlässigen hydraulischen Bindemittels, des Portlandzementes, sind in der Zusammensetzung und Verarbeitungsweise des Betons vielerlei Wege versucht und dabei Betonarten entwickelt worden, deren Bezeichnungen erdfeuchter Beton, plastischer Beton, Gußbleton, Pumpbleton, Torkretbleton, Bandbleton, Schwerbleton, Leichtbleton, Grobbleton, Feinbleton, Magerbleton, Vorsatzbleton, Porenbleton, Schaumbeton, Stampfbleton, Schockbleton, Rüttelbleton, Kontraktorbleton, Prepacktbleton und andere mehr feste Begriffe darstellen. Diese Betonarten haben fast alle ihre eigene Geschichte, waren teilweise eine Zeitlang die große Mode, weil man von ihnen die Erfüllung bisher ungelöster Aufgaben erwartete, und verschwanden teilweise auch wieder gänzlich, nachdem neuere Erkenntnisse die Ursachen ihrer Nachteile hatten erkennen lassen. Eine Betonart ist lange ein Wunschtraum geblieben, bis neuere Maschinen ihr dazu verhalfen, sich durchzusetzen: der ausgesprochene Grobbleton. Erstmals in großem Um-

fang wurde er mit gutem Erfolg als Rüttelgrobbleton beim Bau der Eckertalsperre im Harz in den Jahren 1939/1941 eingebaut (Bild 1).

Der Grobbleton.

Auf die Zweckmäßigkeit, den tragenden Kornanteil im Verhältnis zum bindenden, also die gröberen Zuschlagstoffe im Verhältnis zum Mörtel mengenmäßig möglichst hoch zu halten, ist im Schrifttum der Betontechnologie, deren Anfänge über 70 Jahre zurückreichen, wiederholt hingewiesen worden. Abrams, Fuller, Edwards, Young, Bolomey, Pfletschinger, Grün, Rothfuchs, Vetter, Rissel, Kesselheim u. a. mehr berichten von einer Zunahme der Druckfestigkeiten des Betons bei einer Vergrößerung der Zuschläge. Die Betonfestigkeiten lagen dann durchweg höher als die der zugehörigen Mörtelfestigkeiten. Ferner wurden eine Verbesserung der Zug- und Biegezugfestigkeiten, günstige Einflüsse auf den Elastizitätsmodul, das Schwinden und die Wasserdurchlässigkeit, schließ-

h bei Mehrzugabe von Grobkorn eine entsprechende Steigerung des Raumgewichts nachgewiesen. Nachdem erkannt war, daß eine Senkung des Sandanteils in einer ihren Korngrößen nach oben hin begrenzten Zuschlagstoffmenge eine bedeutende Gütesteigerung des Betons bewirkt, war die Annahme naheliegend, daß bei einer weiteren Vergrößerung des Kornes zusätzliche Steigerungen erreicht werden können. Deshalb fehlte es nicht an Anregungen, den Anteil der gröberen Zuschlagstoffe nicht mengenmäßig zu erhöhen, sondern auch in bezug auf die Größe des Einzelkorns, wo es angängig und durchführbar ist, also bei bewehrten Betonkörpern, über die bisher üblichen Grenzen von bis 80 mm hinauszugehen und beispielsweise Steine bis 150 mm und mehr zu verarbeiten (*Grün*). Trotzdem schritt die Entwicklung der Verwendung der Grobzuschläge nur sehr zaghaft voran. Zwar faßten sich einige damit. In die Praxis fand der Grob beton aber keinen Eingang. Dennoch drängt sich zwangsläufig immer wieder jedem planenden Ingenieur, der in einer entlegenen Gegend für ein großes Betonbauwerk seine Zuschlagstoffe mühsam und kostspielig aus dem gewachsenen Felsen brechen muß, der Gedanke auf, sich nicht nur die aus einer reichlicheren Verwendung der gröberen Zuschlagstoffteile erwachsenden Vorteile nutzbar zu machen, sondern darüber hinaus die Korngröße der Zuschlagstoffe möglichst hoch zu steigern; denn es ist doch ganz offensichtlich unzweckmäßig, Naturgesteine zuerst auf ziemlich kleine Korngrößen zu zerkleinern, um sie nachher wieder mit Zement zusammenzuwuchten. Die Mitverarbeitung gröbster Zuschlagstoffe bereitete aber mit den vor dem Kriege zur Verfügung stehenden Verdichtungsverfahren besonders beim Einbau des Betons zu große Schwierigkeiten. Deshalb erfolgte die Entwicklung in Europa die Verbesserung der Verarbeitung gerade durch Beschränkung des Grobkorns.

Veranlaßt durch das hohe Verhältnis von Lohn zu Material und die Größe der in Angriff genommenen Bauwerke wurde in Amerika die Mitverarbeitung gröbster Zuschlagstoffe auf andere Weise versucht. Es sei hier auf den Beton der Metur-, Coolidge-, Boulder- und Boulder-Talsperre verwiesen. Bei diesen Staumauern handelte es sich allerdings mehr oder weniger um Gußbeton bzw. um weichen, in Kübeln eingebrachten Beton, meist aus natürlichen Zuschlagstoffen, bei dem man den Schwierigkeiten des Einbaues grober Gemische durch Erhöhung des Wasserzusatzes begegnete. Dabei sind die durch eine Vergrößerung des Grobkorns zu erwartenden Qualitätssteigerungen durch den hohen Wasserzusatz aber weitgehend wieder rückgängig gemacht worden. Die Bedeutung des hohen Wasserzusatzes liegt hier weniger in seiner Auswirkung auf die Festigkeit, weil die rein statischen Beanspruchungen des Betons einer Schwergewichtsmauer im allgemeinen gering sind, er beeinträchtigt vielmehr auch die Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit des Betons, Eigenschaften, die gerade bei Talsperren besonders gefordert werden müssen. Die Erhöhung des Wasserzusatzes hatte zur Folge, daß sich durch den Wasserüberschuß an der Unterseite, namentlich der gröbsten Zuschlagstoffe, Wassersäcke und feinteilreiche Schlammполster gebildet hatten, die recht schwache Stellen für den Grob beton darstellten. Deshalb sind auch die Amerikaner trotz günstiger Ergebnisse ihrer mit Korngrößen bis 228 mm durchgeführten Versuche bei der Bau durchführung der Boulder-Talsperre von der Mitverarbeitung solcher Grobzuschläge wieder abgegangen.

Die mangelnde Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit hatte zu einer Abkehr vom nassen Beton geführt. Da der Grob beton aber nur bei sehr weicher Verarbeitung überhaupt möglich war, bedeutete dies gleichzeitig auch eine Abkehr vom Grob beton. Aber dennoch sollte ein Weg gefunden werden, grobkornreiche Mischungen mit größtem Korn einwandfrei in die Schalkkörper einzubringen und trotz niedriger Wasserzugabe hinreichend zu verdichten.

Als Voraussetzung für ein erfolgreiches Gelingen darf der Frisch beton weder auf dem Wege zur Einbaustelle noch beim Einbau Korntrennungen oder Entmischungen erleiden und muß eine möglichst vollständige Verdichtung zulassen. Wird dabei auf übermäßige Wasserzusätze verzichtet, zumal gleichzeitig durch die Verminderung der Wassermenge eine Beschränkung der feinsten Kornanteile ermöglicht wird, die sonst zum Festhalten des Wassers benötigt wurden, so können sich nachteilige Wassersäcke und Schlammполster unter den großen Steinen nicht bilden¹⁾.

Der Rüttelgrob beton.

Durch eine Reihe erfolgreicher Versuche gelang es 1938 der Dyckerhoff & Widmann KG. bei der Ausschreibung der Eckertalsperre die vergebenden Stellen für diese Gedanken zu gewinnen.

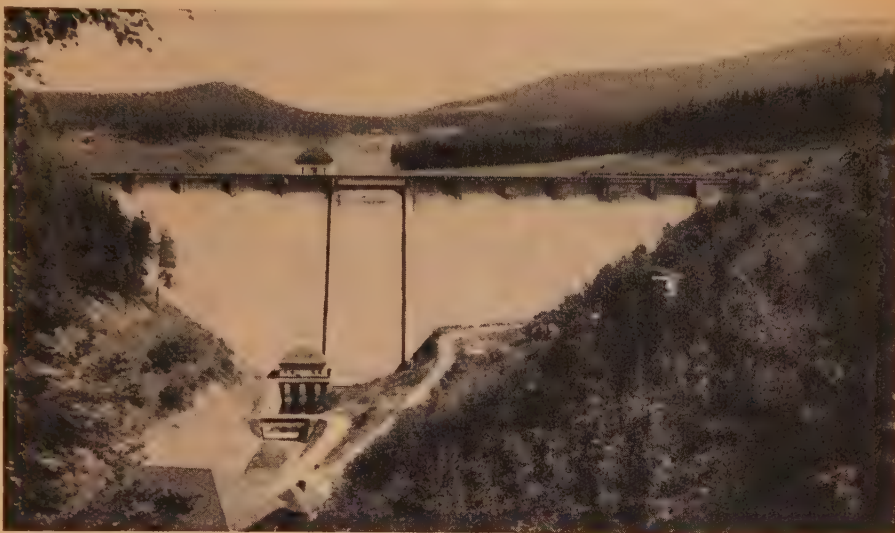


Bild 1. Eckertalsperre (Foto Wesemüller, Hildesheim).

Bis zu jener Zeit gab es noch keine Beton-Talsperre, die restlos befriedigte. Wohl an allen zeigten sich Mängel, wenn auch nicht immer darüber berichtet wurde. Im Gegensatz zu unseren amerikanischen Kollegen, die im Interesse der Allgemeinheit mit rückhaltloser Offenheit auch ihre Fehlschläge bekanntgeben, wird bei uns in der Alten Welt in diesem Punkte eine bedauerliche Zurückhaltung geübt. Verborgen blieb aber auch bei uns nicht, daß sich vor allem an den Hochgebirgstalsperren fast ausnahmslos Schäden gezeigt haben, denen man nur durch kostspielige Ausbesserungsarbeiten und teilweise nachträgliche Verkleidung der Außenflächen mit Natur- oder Kunststeinen unter Aufwendung von Millionenbeträgen begegnen konnte. Aufgeschlossene Ingenieure mußten deshalb dem Gedanken, die bisherigen Mängel auf dem Wege über den Rüttelgrob beton zu überwinden, bejahend gegenüberstehen.

Für einen Talsperrenbeton ist grundsätzlich zu fordern: Angemessene Druckfestigkeit, gute Dichtigkeit und hohes Raumgewicht, Frostbeständigkeit, geringe Wärmetönung und gute Wärmeleitung. Ein Teil dieser Forderungen steht, wenigstens für den Regelbeton, im Gegensatz zueinander. So setzt z. B. die angemessene Festigkeit einen gewissen Mindest-Bindemittelgehalt voraus, während andererseits die Senkung der Wärmetönung eine tunlichste Erniedrigung des Zementgehaltes bedingt. Diese Gegenläufigkeit wird durch den Rüttelgrob beton in guter Weise behoben.

Um die oben angeführten Gedanken durchzuführen und die für das Gelingen notwendigen Voraussetzungen zu schaffen, wurde bei der Eckertalsperre der Beton über Bandstraßen und Bandbetoniertürme in die Schalkkörper eingebracht und mit Hochfrequenz-Innenrüttlern verdichtet. Das Einbringen des Betons über Bänder stellt zweifellos das vollkommenste Verfahren für den Einbau von Beton dar, weil es in keiner Weise von der Zusammensetzung des Betons abhängig ist. Es erlaubt, Beton auch mit bisher nicht verarbeiteten Korngrößen zu transportieren, in jeder gewünschten Zusammen-

¹⁾ Hummel, Das Beton-ABC, 11. Auflage, Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.

setzung von der trockensten bis zur sehr weichen Konsistenz zu verteilen und in jeder gewünschten Schichthöhe ohne irgendwelche Entmischungen gleichmäßig einzubauen. Hochfrequenz-Innenrüttler, die zur Verdichtung dieses Betons aus Amerika erstmalig nach Deutschland, wahrscheinlich überhaupt nach Europa gebracht wurden, eigneten sich durch die Anwendung hoher Schwingungen (9000 bis 10 000 Umdrehungen je Minute) in bis damals unbekannter Weise für die Verdichtung eines Betons größter Zusammensetzung. Die Anwendung solcher Innenrüttler ist denkbar einfach; die handliche Rüttelbirne wird auf den eingebrachten Beton gesetzt und läßt sich, da durch die hohen Schwingungen selbst trockener Beton größter Körnung ins Fließen kommt, ohne Anstrengung leicht in die Betonmasse einführen und verdichtet sie einwandfrei.

Ein gut ausgestattetes Laboratorium hatte auf der Baustelle die Aufgabe, alle erfaßbaren Werte bei der Betonzusammensetzung und der Verarbeitung und laufend an Druckkörpern und solchen für Wasserdichtigkeits- und Frostversuche festzuhalten. Einer Anregung von Herrn Prof. Dr.-Ing. A. Hummel, dem damaligen Direktor der Staatlichen Materialprüfungsanstalt in Berlin-Dahlem, folgend, wurden auch laufend die Frischbetongewichte der fertig hergestellten Probekörper verzeichnet. Diese Maßnahme sollte sich später als sehr wertvoll erweisen.

Die Festigkeiten der Probekörper gingen weit über die bisher bekannten Werte hinaus. Einige dieser Würfel wurden auch zur Gegenprüfung der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem eingesandt. Ihre Ergebnisse erregten hier Überraschung und waren der Anlaß, daß man sich einen dieser Hochfrequenzinnenrüttler für eigene Versuche ausbat. Diese führten zu Erkenntnissen, die 1942 in den Abhandlungen von Dr.-Ing. Hans Lenhard „Zur Frage der praktischen Bedeutung der vollkommenen Frischbetonverdichtung“²⁾ und von Professor Dr.-Ing. A. Hummel über „Die Bedeutung des Rüttelverfahrens für die Betontechnologie“³⁾ niedergelegt wurden. Durch Anwendung der Voll- und Festraumrechnung wird darin u. a. eine eindeutige Basis für die Beurteilung des Betons gegeben und damit endlich die Betontechnologie auf eine feste Grundlage gestellt.

Die Schwierigkeiten der Beurteilung des Betons waren hauptsächlich in der Unmöglichkeit begründet, den jeweiligen Grad der Verdichtung des Betons einwandfrei festzulegen. Lenhard fand den Ausweg, daß er die Dichte des Betons mit dem Festraum seiner einzelnen Bestandteile erfaßte. Es ist nur notwendig, die Rein- bzw. Rohwichten der für die Herstellung einer Betonmischung vorgesehenen Baustoffe zu kennen und in das gewählte Mischungsverhältnis unter Einsatz des Wasseranteils — was bisher bei den Mischungsangaben unterlassen wurde — für eine Raumeinheit einzusetzen, so hat man die Möglichkeit, nach Einbau des Betons in eine bestimmte Form, festzustellen, ob der eingebrachte Beton vollkommen verdichtet ist. Damit war für die Zukunft jede Betonmischung nach allen Richtungen hin eindeutig festgelegt und die bisher in allen Aufzeichnungen über Betonmischungen mitgeschleppten Unklarheiten ausgeschaltet. Die auf dieser Grundlage aufgetauten Versuchsreihen führten zu der Erkenntnis, daß vollkommen verdichtete Mischungen ganz unabhängig von ihrem Körnungsaufbau bei gleichem Wasser-Zement-Faktor immer gleiche Festigkeiten erbringen. Hierdurch fand das Abram'sche Wasser-Zement-Faktor-Festigkeitsgesetz erst uneingeschränkte Gültigkeit. Lenhards Vorschläge wurden durch Hummel erweitert. Ersterer stellte seine Untersuchungen ausschließlich auf die Registrierung und Beurteilung des vollkommen verdichteten Frischbetons ab, der das Wasser mitenthält. Der Praxis aber schwebt das Ziel des vollkommen dichten erhärteten Betons vor Augen. Die Brücke von vollkommen verdichtetem Frischbeton zum vollkommen verdichteten Fertigbeton schlug Hummel. Er unterscheidet klar zwischen beiden und entwickelt von dem letzteren, dem Idealbeton als Ausgangspunkt rückrechnend, seine Auffassung über eine quantitative und qualitative Beurteilung des Betons.

Der theoretisch vollkommen verdichtete, erhärtete, porenfreie Beton kann nur erreicht werden, wenn einer Frischbetonmischung von vornherein kein höherer Anteil an Anmachwasser zugegeben wird, als der Zement zu einer vollkommenen Abwicklung seines chemischen Verfestigungsprozesses gerade benötigt und chemisch bindet — das sind je nach seiner Beschaffenheit und der Art seiner

Nachbehandlung 15 bis 25 % seines Gewichtes —; denn darüber hinausgehende Wasseranteil trocknet aus und hinterläßt Poren.

An diesen Idealbeton suchte der Rüttelgrob beton der Eckertalsperre so weit wie irgend möglich heranzukommen. Wenn das überhaupt möglich sein sollte, konnte es nur über die Vergrößerung des Grobkorns erreicht werden, weil nur bei einer Verringerung der Gesamtoberfläche der Zuschlagstoffe mit einem niedrigen Wasser-Zement-Faktor wie etwa 0,20 auszukommen.

Bei den Zuschlagstoffen des für die Eckertalsperre verarbeiteten Betons lag der Anteil der Korngrößen bis 7 mm unter 33 % der groben Zuschlagstoffe über 30 mm machten dagegen mehr als die Hälfte der Gewichtsanteile aus. Dabei war man mit der Korngröße bis 300 mm gegangen. Der mittlere F -Wert nach Hummel betrug 2,72. Zurückgerechnet auf die an 20er-Würfeln geläufigen Festigkeitswerte, war das Mittel der Festigkeitsproben des Talsperrenbetons über 400 Probewürfeln bei einer Bindemittelzugabe von 17 % je m^3 Beton $W_{28} = 220 \text{ kg/cm}^2$. Die Raumgewichte dieses Betons lagen im Mittel bei 2,72 (oberer Grenzwert 2,8). Das theoretische mit den verarbeiteten Baustoffen überhaupt erreichbare Raumgewicht dieses Talsperrenbetons, ermittelt nach der Festraumrechnung mit einer Anmachwassermenge, die restlos chemisch gebunden wird, war 2,94.

Entsprechend dieser äußerst günstigen Verdichtung, die mit einem Wasser-Zement-Faktor von 0,6 (bei 175 kg Zement je m^3 Beton) erreicht wurde, war es nicht überraschend, daß der Porengehalt dieses Betons alle bisher bekannten Werte unterschritt. Der Beton vollständig wasserdicht war und nicht nur sämtliche Inertversuche, sondern auch sämtliche Frostversuche günstig ausfallen konnten. Eine wertvolle Ergänzung der Frostversuche war die Bewährung dieses Talsperrenbetons in vierzehn, teilweise äußerst harten Wintern. Die Eckertalsperre war vom ersten Tage ihres Bestandes an selbst im untersten Begehungsgang vollständig trocken und hat zu ihrer Unterhaltung seit ihrer Inbetriebstellung bis heute noch nicht ein einziges Tagewerk beansprucht. Zweifellos ein einmaliges Ergebnis beim Bau von Betontalsperren!

Die nachträgliche Auswertung der vielen vom Laboratorium durchgeführten Versuche gab die Möglichkeit, die Ursachen der äußerst günstigen Ergebnisse aufzuheben. Mit dem Rüttelgrob beton wurde die eingangs genannte Gegenläufigkeit, nach Überwindung der Schwierigkeiten, behoben. Die Vergrößerung des Größtkornes bei gleichzeitiger Anwendung mäßiger Wasserzusätze gestattet eine für die Senkung der Wärmetönung außerordentlich wirksame Erniedrigung des Zementgehaltes ohne Gefährdung der Festigkeit und der Frostbeständigkeit. Die gleichzeitig erzielte Erhöhung des Raumgewichtes, die mit der entsprechenden Verbesserung der Dichtigkeit parallel geht, bedeutet weiterhin eine Verbesserung der Wärmeleitfähigkeit des Betons, die im Sinne des Temperatursausgleichs zwischen den verschiedenen Zonen eines Massenbauwerkes auch im Sinne der Erleichterung des Wärmeabflusses als günstig für die Vermeidung bzw. Verringerung thermischer Spannungen bezeichnet ist. So liegt in diesem Betonverfahren ein begrüßenswerter Fortschritt, sofern der Beton mit solcher Sorgfalt eingehend wird, daß die Verdichtungsarbeit an allen Stellen eines Massenbauwerkes die gleiche bleibt.

Der Großsteinbeton.

Beim Betonieren der Eckertalsperre kam man zu der Erkenntnis, daß der dort verwendete Beton auch bei noch weiterer Vergrößerung einer vollkommenen Frischbetonverdichtung zugeführt werden könne. Damit mußten sich dann noch bessere Ergebnisse einstellen, ganz abgesehen von wesentlichen Vereinfachungen bei der Vorbereitung der Zuschläge. Wenn es auch die maschinellen Möglichkeiten und der Zwang der Termine nicht zuließen, die Betonzusammensetzung noch während der Durchführung dieses Baues wesentlich umzustellen, so war es doch möglich, auf der Baustelle die Herstellung noch gröberen Betons zu versuchen. Bei kleineren Betonierungen von Stützmauern und anderen Bauteilen außerhalb des Mauerkörpers wurde in dieser Richtung vorgegangen und Versuche an Probekörpern von 1 m^3 Größe und Fundamentblöcken bis zu 34 m^3 vorgenommen. Sie führten in eine für die Wahl der Mischungszusammensetzung für Großsteinbeton neue überraschende Richtung. Sie zeigten, daß geeignete Ausfallkör-

²⁾ „Zement“ 1942, Heft 11—14.

³⁾ „Die Bauindustrie“ Nr. 11 v. 30. 5. 42.

gen bedeutend verdichtungswilliger sind als die bisher für Beton fast ausschließlich verarbeiteten Zuschlagstoffgemische mit stetigen, d. h. alle Korngrößen in merklichen Mengen enthaltendem Kornaufbau. War bisher der verarbeitete Stauwandbeton nur deshalb mit einem so niedrigen Wasser-Zement-Faktor verarbeitbar, weil die Ausmaße des Grobkorns wesentlich hinaufgesetzt worden waren, so wurde mit diesen Versuchen die Möglichkeit einer weiteren Herabminderung des Wasser-Zement-Wertes und damit eine weitere Steigerung der Betongüte bewiesen. Sie führten zu dem durch die Hochfrequenz-Innenrüttler erzwungenen M-M-Beton (Maschinelles Mauerwerk), bei dem Grobsteine bis zu 400 mm Korngröße lediglich mit Mörtel ohne Zwischenkornstufen zu Beton verdichtet wurden. Die bisher mitverarbeiteten Zwischenkörnungen hatten sich nur als Abstandhalter ausgewirkt und dadurch den Mörtelbedarf noch unnötig hoch gehalten.

Die aus großen Blöcken solchen Grobsteinbetons herausgeschnittenen Betonproben wiesen eine weitere Steigerung der Festigkeit und Dichtigkeit, entsprechend den erreichten Raumgewichten (bis zu 2,9). Mit diesen war man mit einem Wasser-Zement-Faktor von 0,32 fast an den Idealbeton herangekommen. Beim Einbau dieses Betons zeigte es sich, daß er auch bei getrenntem Einbringen des Mörtels und der Grobsteine durch die Anwendung von Rüttlern einwandfrei verdichtet werden kann, ein vorheriges Zusammenmischen von Mörtel und Steinen sich also erübrigt. Dadurch ergibt sich, in Verbindung mit einer Vereinfachung der Aufbereitungsanlagen, eine wesentliche Einsparung von Einrichtungskosten. Die Steuerung des Verhältnisses von Mörtel und Grobsteinen bereitet hierbei keine größeren Schwierigkeiten, denn bei Großbaustellen

solcher Art wird der Beton grundsätzlich gewichtsmäßig zusammengesetzt. Voraussetzung für eine einwandfreie Herstellung von Grob- und Größtkornbeton ist allerdings die vollkommene Frischbetonverdichtung.

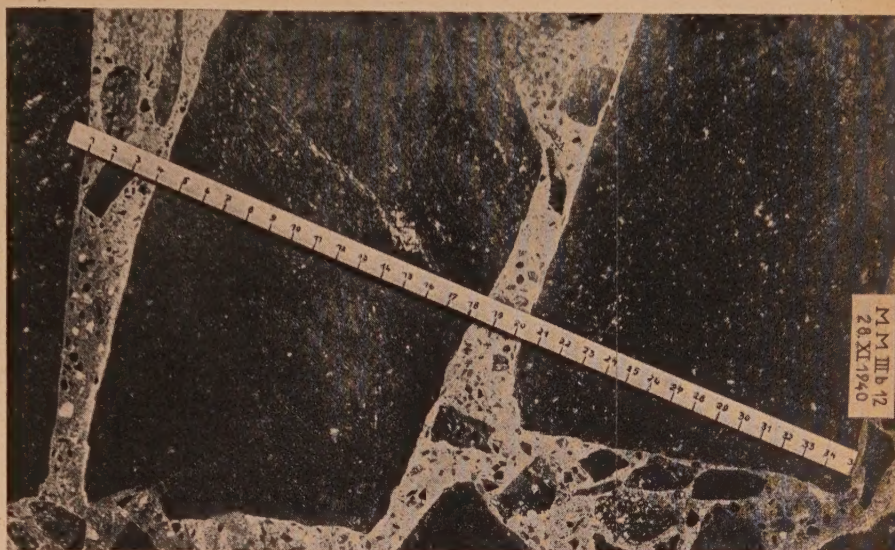


Bild 2. Schliffbild des M-M-Betons (Maschinelles Mauerwerk) Dywidag Werkfoto.

Die Bauindustrie wird jede Fortentwicklung der Rüttelgeräte, die es gestattet, die Herstellung von Grob- und Größtkornbeton zu fördern, unterstützen und begrüßen. Solche Geräteentwicklungen sind um so sicherer zu erwarten, je häufiger der Rüttelgrob- und Größtkornbeton zur Anwendung gelangen wird.

Der Rüttelgrob- und Größtkornbeton nach Verfahren Widmann ist der Dyckerhoff & Widmann KG. seit dem 1. 10. 1941 durch DBP 753 521 patentamtlich geschützt.

Vermischtes

Dr.-Ing. E. h. Adolf Mast 80 Jahre.

Dr.-Ing. E. h. Adolf Mast wird am 30. Juli 1953 80 Jahre alt. Über das, was er im Leben geleistet hat, wie er als Mensch das Leben betrachtete, hat er selbst in seinem Buch „Von der Pike auf“¹⁾ berichtet. Über seine Taten als Unternehmer, über seine Arbeit für die Allgemeinheit berichtete „Die Bautechnik“²⁾ zu seinem 75. Geburtstage. So sollen heute einige ihn kennzeichnende Stellen aus seinem Buche wiedergegeben werden.

Dr. Mast spricht über seine langjährige Mitwirkung im Vorstand der Tiefbau-Bundesgenossenschaft und sagt über sie:

„Diese Berufsgenossenschaft, eine seinerzeit unter Bismarck von Unternehmern aufgezogene und vorbildlich ehrenamtlich geführte Organisation, erstreckte sich einheitlich über das ganze Reich, und ich kann nur sagen, daß mir die Mitarbeit in diesem Gremium die ganzen langen Jahre, bis ich infolge meiner Zugehörigkeit zur Freimaurerei mein Amt zur Verfügung stellen mußte, stets ungetrübte Freude gemacht hat. Hier wurde wirklich nutzbringende Arbeit zum Wohle der gesamten Arbeiterschaft des Tiefbaugewerbes geleistet. Hier hatte sich wahrer Sozialismus der Tat schon seit über 50 Jahren ein Feld der Tätigkeit geschaffen, bewahrt und erweitert.“

Schon sehr frühzeitig begann Dr. Mast seine Tätigkeit in den Körperschaften des Gemeinwesens, obgleich der Aufbau seines



neugegründeten Geschäftes ihn voll in Anspruch nahm. Er schildert diesen Beginn wie folgt:

„So dachte ich mir auch eines Tages, die Sitzungen der Gemeindevertretung sind ja öffentlich, und sicher ist dabei viel Publikum anwesend. Ich ging also hin! Bei meinem Eintritt in den Sitzungsraum — ein etwas größeres Zimmer in einem normalen Wohnhaus — mußte ich bei den Gemeindevätern eine gewisse Verblüffung und Verlegenheit feststellen. Zunächst war kein Platz für mich da. Die Sitzung bestand in der Hauptsache aus Berichten, die der Bürgermeister erstattete. Seine Vorschläge wurden ohne irgendeine Wortmeldung angenommen. Also eine ruhige, runde Sache.“

Und Mast fährt dann fort:

„Als ich einige Abende später in das Lehnese Restaurant ging, um ein Glas Bier zu trinken, sah ich dieselbe Korona einträchtig um den großen, runden Stammtisch des Hauses versammelt, und hier wurde nun allerdings sehr lebhaft über kommunalpolitische Dinge debattiert, so daß ich bald merkte, daß hier die eigentliche Gemeindepolitik gemacht wurde. Es dauerte nicht lange, daß ich in höflicher Weise an den Stammtisch gebeten wurde. Man vermutete nicht mit Unrecht, daß, wenn ich schon in die geheiligten Räume des Gemeindegremiums eindrang — was bisher überhaupt noch nie vorgekommen war —, ein Interesse für öffentliche Angelegenheiten bei mir vorhanden sein müsse.“

Den jüngeren Lesern dieser Zeilen sei zur Erklärung gesagt, daß diese Ereignisse vor 1914 lagen, also in der Zeit Deutschlands größter Blüte und Wohlfahrt.

Wenn Dr. Adolf Mast nun seinen 80. Geburtstag feiert und rückblickend seinen Lebensweg überschaut, so sieht er Streben und Zusammenbruch in dreimaliger Folge. Aber es ist charakteristisch für den deutschen Unternehmer, daß weder der Zusammenbruch 1918, noch die Krisenzeit 1930 bis 1933, noch die Katastrophe von 1945 ihn in seinem Schaffensmüte lähmen konnte. Seiner Firma gab Dr. Mast das stolze und verpflichtende Motto: Es gibt größere

¹⁾ Wiesbaden 1948, Bauverlag.

²⁾ Bautechnik 25 (1948), Heft 8, S. 188.

Firmen als die Firma Mast, aber keine bessere! Auch der 80jährige steht noch einmal vor der Aufgabe, sein Werk wieder auf feste Füße zu stellen, wozu ihm die besten Wünsche ausgesprochen seien.

Präsident i. R. Carl Usinger 70 Jahre.

Am 25. Juli vollendete Präsident i. R. *Carl Usinger* in Hamburg-Rahlstedt sein 70. Lebensjahr.

Usinger trat zuerst hervor, als ihm 1923 die Leitung des Zentralen Brückenbauamts der Stadt Berlin übertragen wurde. Hier bot sich ihm die Gelegenheit, sein reiches Wissen und Können zu entfalten, auch gewann er hier die Erfahrungen im Städtebau, die ihn für seine späteren größeren Aufgaben besonders befähigten. Als er 1934 an die Spitze der Obersten Bauleitung Berlin der Reichsautobahnen berufen wurde, verlor die Stadt Berlin einen ihrer bedeutendsten technischen Beamten.

Die Tatkraft und Umsicht, mit der Usinger den Autobahnbau im Raume um Berlin immer im Blick auf eine fernere Zukunft der Stadtentwicklung leitete, fand ihre Anerkennung darin, daß ihm daneben die Vorbereitung für den geplanten Bau der Elbhochbrücke zu den unteren Hamburger Häfen übertragen wurde, d. h. für den größten Brückenbau des Reiches.



Bereits im Jahre 1946 stand Usinger wieder an leitender Stelle, an der Spitze des Straßenzentralamtes in Bielefeld und als General-treuhänder für die Reichsautobahnen. So hat er bis zu seinem Übertritt in den Ruhestand entscheidenden Anteil daran gehabt, daß das deutsche Straßenwesen den Anforderungen des wieder-erwachten Verkehrs trotz aller Schwierigkeiten gewachsen war.

Groß ist die Zahl derer, die in Präsident Usinger ihren Meister verehren, viele mehr schulden ihm Dank für seine Leistungen als Brücken- und Straßenbauer. Alle vereint bringen ihm herzliche Glückwünsche dar.

Neue Baumaschinen und -geräte auf der Technischen Messe Hannover 1953.

In diesem Bericht wird auf Hebezeuge und Transportgeräte, Maschinen und Geräte für Erdbetrieb, Rammen und Verdichtungsgeräte, Druckluftgeräte, Sonderfahrzeuge für die Bauwirtschaft, usw. nicht eingegangen. Über diese wird der Verfasser unter dem gleichen Titel in „Die Bautechnik“, 1953, Heft 8, S. 236, berichten.

I. Maschinen für Baustoffaufbereitung

In dieser sehr stark vertretenen Maschinengruppe stellte die Firma *Moderner Bau-Bedarf G.m.b.H.*, Stuttgart, eine Baustelleneinrichtung (Arbeitsablauf eines Betoniervorgangs), bestehend aus einem Aufnehmer, Leichtmetall-Förderbändern, Hochsilos und fahrbarer neuer MBB-Baustellen-Silowaage aus. Zum Abwiegen der Zuschlagstoffe und des Zements hat diese an den Hochsilos aufgehängte Waage ein Fassungsvermögen von 750 l und eine Wiegefähigkeit von 1200 kg. Sie hat elektrischen Antrieb und ist mit einem Sitz für den Bedienungsmann ausgestattet (Bild 1). Ihre Laufgeschwindigkeit beträgt 1,3 m/sec. Um die Genauigkeit des Abwiegens zu erhöhen, kann die Waage mit automatischer Steuerung ausgeführt werden. Dann beschränkt sich die Handbedienung nur noch auf das Entleeren der Waage. Mit dieser Waageneinrichtung können zwei 500-l- oder ein 1000-l-Mischer voll ausgelastet werden. Der Bedienungsmann bedient zugleich die Mischer.

Zweckmäßige und zugleich formschöne Waagen für den Bau zeigt auch die Firma *Augsburger Waagenfabrik Ludwig Pfister K. G.*, Augsburg (Bild 2). Die Silowaagen wurden in ihrer Konstruktion verbessert. Es ist möglich, sie an alle Stahl- oder Holzsilos mit geraden oder schrägen Stelzen anzubringen. Die Silowaagen werden auch schwenkbar hergestellt.

Die *Internationale Baumaschinenfabrik A.G.* (IBAG), Neustadt a. d. Weinstraße, hat bei den Neukonstruktionen ihrer Freifall-Betonmischer Reibung von Eisen auf Eisen durch Verwenden von Bauelementen aus Gummi möglichst vermieden. Bei den ortsfesten und fahrbaren 500-l- und 750-l-Mischern wird die Mischtrommel durch Reibräder angetrieben. Alle sonstigen Rädertriebe sind durch Keilriemenpaare ersetzt (daher sehr geräuscharm). Der Antrieb des Beschickungsaufzugs wird vom Antrieb der Mischtrommel abgeleitet. Das Wasser wird durch eine

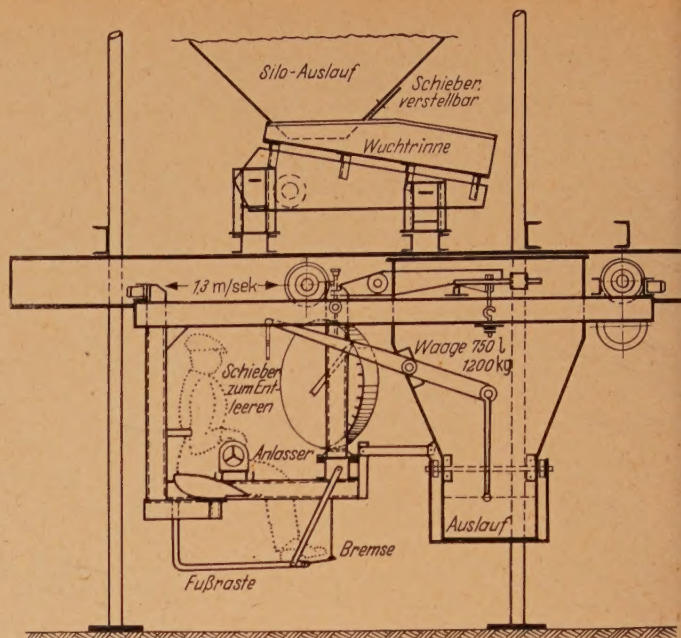


Bild 1. Fahrbare Baustellen-Silowaage von Moderner Baubedarf G. m. b. H.

Kreiselpumpe in das Meßgefäß gefördert; die gleiche Pumpe drückt es in die Mischtrommel. Die Wasserzufuhr ist mithin vom Wasserdruk an der Baustelle unabhängig. Mit dem 500-l-Mischer kann eine Hochbauwinde gekuppelt werden.

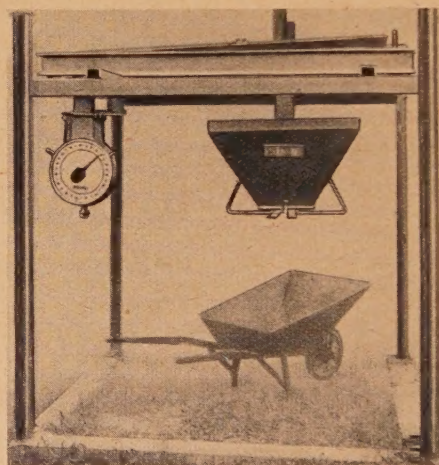


Bild 2. Zementsilowaage Type S1 für ortsfeste Anlagen von Ludwig Pfister K. G.

Bei den nur ortsfesten 1000-l-, 1500-l- und 2500-l-Mischern wird zusätzlich der Beschickungsaufzug, die Wasserzufuhr und das Ein- und Ausschwenken der Entleerungsschurre zwangsweise ölyhydraulisch gesteuert (Bild 3). Die Getriebe sind gekapselt und laufen im Ölbad.

Auch die Mischbirnen der selbstfahrenden Transport-Mischer (truck mixer) von 3500 l und 5000 l Inhalt werden durch Reibräder angetrieben.

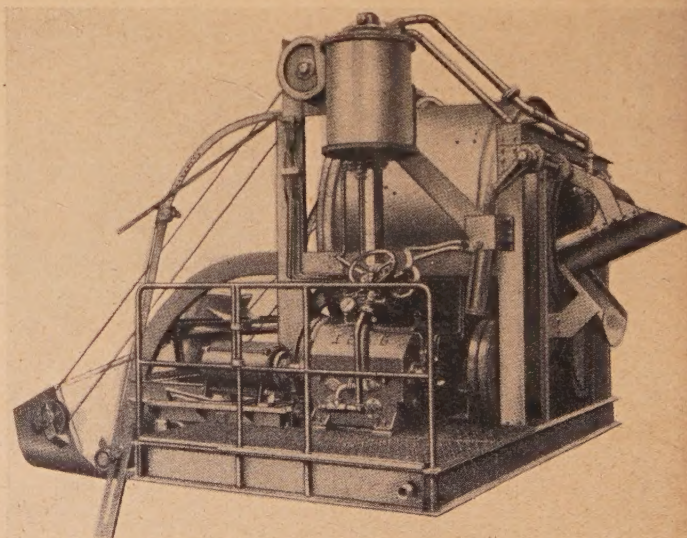


Bild 3. 1500-l-Freifall-Betonmischer der IBAG, zwangsweise ölyhydraulisch gesteuert.

Bei dem neuen „Magneta“-Sieb (DBP. angem.) der Maschinenfabrik und Eisengießerei Esch-Werke K.-G., Duisburg, werden die elektrischen Schwingungen des Stromnetzes im sogenannten Schwingmotor (der aber keine Drehbewegung ausführt) in mechanische Rüttelschwingungen umgeformt. Die Rüttelschwingung hat

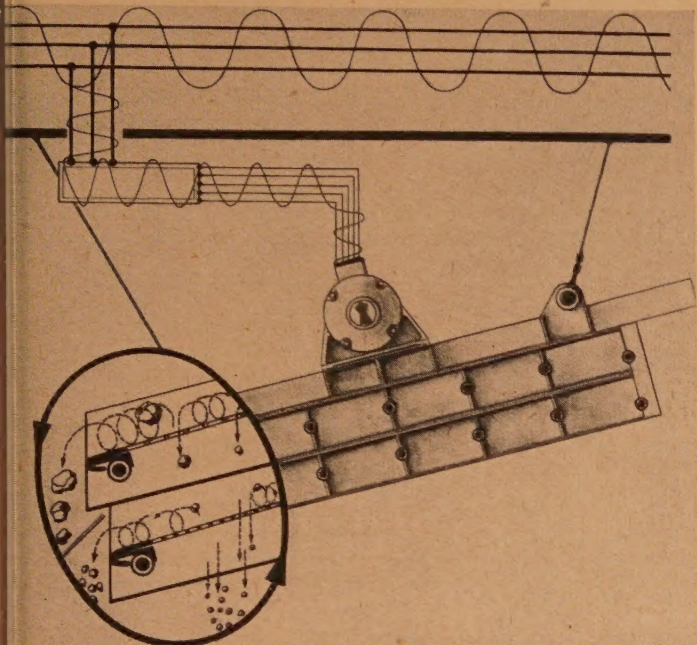


Bild 4. Schema des Esch-„Magneta“-Siebs (DBPa).

entsprechend den jeweiligen siebtechnischen Erfordernissen die Form eines Kreises bzw. einer schräg nach vorn geneigten Ellipse. Das für sauberes Trennen notwendige schnelle Fortbewegen des Siebguts auf dem Siebdeck wird dadurch erreicht, daß durch kreisförmige Anordnung von Elektromagneten, die in bestimmter Schaltung liegen und im Takt eines gewöhnlichen gleichgerichteten

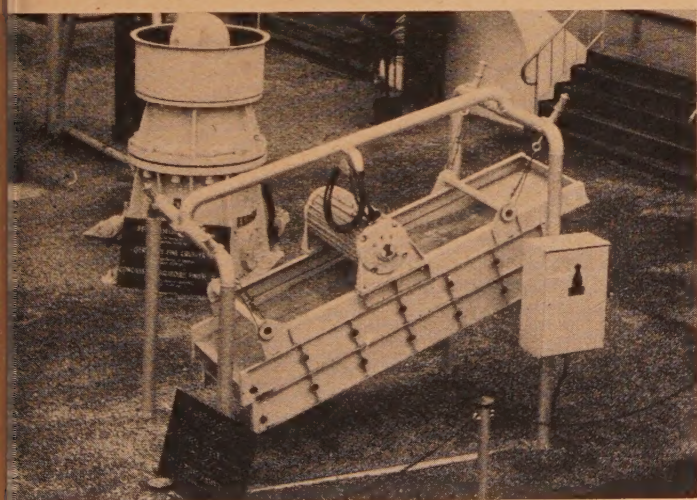


Bild 5. Esch-„Magneta“-Sieb auf dem Messestand Hannover.

80-V-Drehstromnetzes mit 50 Hz (d. h. mit 3000 Arbeitsspielen je Min.) erregt werden, ein radial abgefederter Eisenkern den Schwingmotor zum Schwingen bringt (Bilder 4 u. 5). Der Kraftbedarf dieses Siebs ist gering, weil nur die für den Schwingvorgang notwendige Erregungsenergie sowie die Verluste aus Feder- und Massendämpfung aufzubringen sind. Das Sieb besteht aus einem formstifen Grundrahmen, auf dem der Schwingmotor befestigt ist, und den darunter geflanschten und untereinander austauschbaren Siebelementen (Eindecker- und Mehrdecker-Siebe). Die Leistung des Siebs wird um 50 bis 65 % höher als bei gleich großen Sieben bisheriger Bauart angegeben.

II. Geräte für den Betonfahrbahndeckenbau

Der neue Beton-Straßenfertiger Type 12 der Maschinenfabrik Otto Kaiser, St. Ingbert/Saar und Oberlahnstein/Rhein, ist mit zwei Verdichtungsbohlen ausgerüstet. Hinter der Verteiler-

bohle liegt die Verdichtungs-Stampfbohle und in kurzem Abstand folgend die Verdichtungs-Rüttelbohle. Die Stampfbohle dient zum Verdichten des Planums sowie des Unterbetons bei zweischichtiger Decke; sie kann auch zum Vorverdichten bei einschichtiger Decke herangezogen werden. Die Rüttelbohle, die das Verdichten des Betons hauptsächlich bewirkt, hat vier Rüttler. Verteilerbohle und Rüttelbohle bewegen sich quer zur Straße hin und her. Die Arbeitsbreite des Fertiglers ist verstellbar von 2,50 auf 3,75 m und durch Einsetzen einer Zwischenbrücke bis 5,00 m (Verstellabstand 250 mm). Die in ihrer Länge ausziehbar veränderliche Verteilerbohle braucht bei Änderung der Arbeitsbreiten zwischen 2,50 und 3,75 m nicht ausgewechselt zu werden. Die Höhenverstellung des Fertiglers beträgt 300 mm, die Höhenfeineinstellung der beiden Verdichtungsbohlen ± 50 mm. Zum Antrieb dient ein drehzahlregulierbarer und luftgekühlter 12,5-PS-Deutz-Dieselmotor mit Starteranlasser. Die Vorlaufgeschwindigkeiten betragen 0,6 und 1,3 m/Min., die Rücklaufgeschwindigkeit beträgt 8 m/Min. Zum Transport des Fertiglers ist ein Straßenfahrwerk mit Vollelastik-Gummibereifung vorgesehen.

Beim Betonverteiler Type BV der Firma Allgemeine Bau-maschinen-Gesellschaft m. b. H., Hameln/Weser, mit 2 und 3 m³ Kübelinhalt und 4,40 m -länge, greift die bewegliche Kübelwand über den Maschinenrahmen hinaus, so daß die Beschickung durch jeweilige Transportmittel bequem ist. Beim Entleeren des Kübels wird durch das Bewegen der Kübelwand der Gleitwinkel immer steiler, so daß der Beton zwangsläufig zum schmalen Bodenverschluß geführt wird (patentiert). Allmähliches Öffnen des Bodenverschlusses während der Schüttbewegung verhindert Vorverdichten des Betons und Beschädigen des Isolierpapiers.

Der neue Betonverteiler Type „BV 60“ von Joseph Vögele A.-G., Mannheim, hat hydraulisch zu betätigende und vom Führersitz aus gesteuerte, herunterklappbare Kübel-Seitenwände, die vor dem Füllvorgang in nahezu waagerechte Lage gebracht werden (P. a.). Die Seitenwände sind mit dem Klappenverschluß des Kübelbodens so gekoppelt, daß der Klappenverschluß erst beim Hochklappen der Seitenwände geöffnet wird. Der Beton wird der Bodenöffnung während des Verteilens allmählich, gleichmäßig und ohne Stauung zugeführt. In ihrer Endstellung stehen die Seitenwände nahezu senkrecht (Bilder 6 u. 7). Durch diese Anordnung wird ein ungleichmäßiges Vorverdichten des verlegten Betons vermieden. Der Kübel ist 1,80 m breit und 4,40 m lang. Der Verteiler ist für Straßenbreiten von 3,0 bis 7,5 m verstellbar eingerichtet. Er wird durch einen luftgekühlten Deutz-Dieselmotor von 12,5 PS angetrieben. Die Fahrtgeschwindigkeiten sind für:

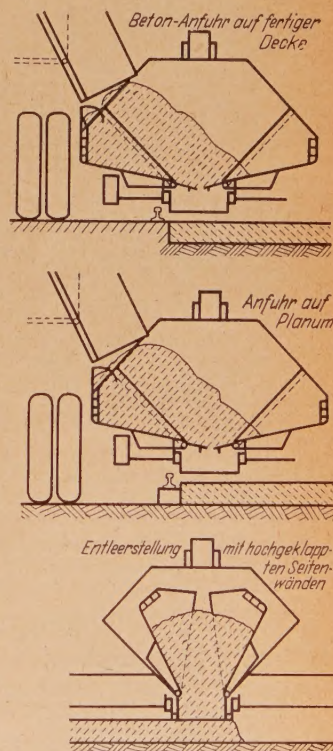


Bild 6. Schema des Belade- und Entleerungs-Vorgangs beim Vögele-Betonverteiler Type „BV 60“.

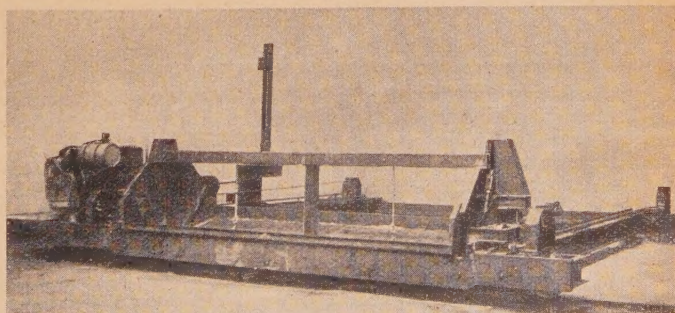


Bild 7. Vögele-Betonverteiler Type „BV 60“.

Querfahrt:

1. Gang 7,0 m/Min.
2. Gang 14,0 m/Min.
3. Gang 26,0 m/Min.

Längsfahrt:

1. Gang 13,5 m/Min.
2. Gang 27,0 m/Min.
3. Gang 50,0 m/Min.

Vor- und rückwärts können gleiche Geschwindigkeiten gefahren werden. Die Leistung des Betonverteilers wird bei zügiger Anfuhr des Betons mit 50 bis 60 m³/h angegeben.

III. Baustoffmaschinen

Die Firma Aug. Henke O.H.G., Vlotho/Weser, zeigte eine neue automatisch arbeitende Maschine für das Herstellen größerer kreisrunder und eiprofilgeformter Betonrohre.

Die Firma Arbeitgemeinschaft Seibert-Stinnes, Mülheim/Ruhr, hatte je eine Hohlalkenmaschine der Typen F 16 (Maschine fahrbar, Kernauszug und Hub von Hand) und

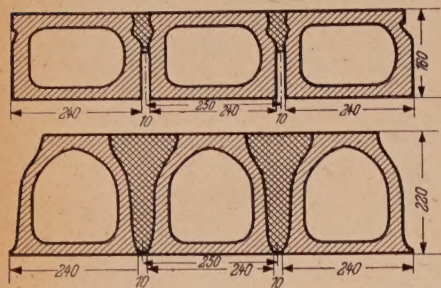


Bild 8. Querschnitte durch Seibert-Stinnes-Hohlalkendecken; oben: 16 cm hoch, unten: 22 cm hoch.

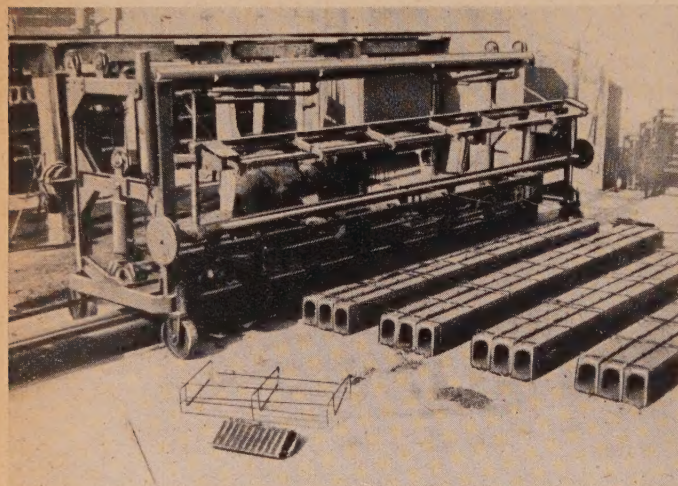


Bild 9. Seibert-Stinnes-Hohlalkenmaschine F 16 im Einsatz.

S 16 (Maschine ortsfest, Kernauszug und Hub elektromotorisch) für 16 cm Balkenhöhe aufgestellt, mit denen je Arbeitsgang 3 Balken von 16 cm Höhe ausgestoßen werden (Type „Drilling“). Außerdem wurden die Kerne nicht mehr über eine Zahnstange, sondern durch Gallsche Ketten ausgezogen (Bilder 8 u. 9). Rathmann.

Bücherschau

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 111. Marten, Gerhard: Modellversuche über den Einfluß der Torsionssteifigkeit bei einer Plattenbalkenbrücke. 26 S. mit 27 Bildern und 4 Tafeln. Berlin 1952, Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 5,—.

Es wird über Messungen berichtet, die an einem etwa 2 m langen und 1 m breiten Siluminmodell einer 76° schiefen Plattenbalkenbrücke ausgeführt worden sind. Das Versuchsobjekt stellt ein Tragwerk auf 3 Stützen dar, das 7 Hauptträger und außer den 3 Querträgern in den Auflagerlinien noch je einen Querträger in den Mitten der beiden Felder besitzt. Der Zweck der Versuche bestand hauptsächlich darin, einen Überblick über den Einfluß des Torsionswiderstandes des aus gedregenen Elementen zusammengesetzten Brückenquerschnittes, wie er im Stahlbeton üblich ist, auf den Spannungszustand zu erhalten.

Die Ergebnisse der Messungen wurden mit Berechnungen verglichen, die für einen gleichen Trägerrost, jedoch ohne Berücksichtigung der Drillungssteifigkeit, aufgestellt worden waren. Dabei zeigte sich das erwartete Ergebnis, daß die Drillungssteifigkeit einen nennenswerten Ausgleich der Durchbiegungen und der Normalspannungen der Hauptträger gegenüber einem torsionsschlaffen

Trägerrost herbeiführt. Auf der anderen Seite bestätigen die vorliegenden Messungen und die Versuche, sie zu deuten, daß das Problem des drillungssteifen Trägerrosts mit einer Fahrbahnplatte, die monolithisch mit den Haupt- und Querträgern verbunden ist, zu den kompliziertesten gehört, die zurzeit im Bauingenieurwesen von Interesse sind. Eine weitere Klärung der Schwierigkeiten wird wohl kaum ohne eine wesentliche Entwicklung der Theorie möglich sein, zu deren Überprüfung solche Versuche gut geeignet sind, die im vorliegenden Heft besprochen wurden. Koepecke.

Beton og Jernbeton 5 (1935), März, Sonderheft: Prefabrikerede Betonelementer og deres Anvendelse. 108 S. mit zahlreichen Bildern. Teknisk Forlag A/S, Kopenhagen V, V. Varimagsgade 31.

Die soeben im März 1953 als Spezialnummer der Zeitschrift „Beton og Jernbeton“ erschienene dänische Schrift „Prefabrikerede Betonelementer og deres Anvendelse“ zeigt sehr eindrucksvoll, wie der Gedanke der Verwendung von Stahlbeton-Fertigteilen bereits auch in Dänemark in sehr fortschrittlichem Maße verwirklicht worden ist. Der Inhalt der Schrift zeigt in vielen sehr guten Abbildungen die Verwendung von derartigen Fertigteilen bei großen Industriehallen, bei schornsteinartigen Bauten, bei Siedlungshäusern, Lager- und Geräteschuppen, bei Decken aller Art, bei Dächern und bei Hochhausbauten. Insbesondere ist auch die vorbereitete Anfertigung von Treppen hervorzuheben, es ist die gesamte Fabrikationstechnik beschrieben, und man ersieht aus der Schrift, wie auch die zugehörigen Hebezeuge und die sonstigen Fördergeräte sehr fortschrittlich entwickelt worden sind. Die Verwendung von fertigen Masten für Straßenbahnen, Eisenbahnen und für die elektrischen Fernleitungen ist ebenfalls sehr vielseitig dargestellt, und so gibt die Schrift einen sehr guten Eindruck von dem heutigen Stand der Fertigungskonstruktionen in Dänemark.

Kleinlogel.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Fachbuchverzeichnisse 1953. I: Mathematik/Physik mit 24 S.; II: Bau mit 48 S.; III: Maschinenbau mit 48 S. Hannover 1953, Fr. Weidemann's Buchhandlung.

Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe D, Heft 13: Schönefeld, Helmut: Die Steigerung der Mauerleistung durch Verwendung großformatiger Mauersteine. 51 S. mit 29 Bildern und 5 Zahlentafeln. Stuttgart 1953, Franckh'sche Verlagsbuchhandlung. Geh. 5,10 DM.

Schreyer: Praktische Baustatik, Teil 3, 2., neubearbeitete Aufl. VI, 203 S. mit 291 Bildern. Stuttgart 1953, B. G. Teubner-Verlagsgesellschaft m. b. H. Geh. 11,80 DM.

Tölke, F.: Talsperren. Sammlung Götschen, Bd. 1044. 122 S. m. 70 Bildern. Berlin 1953, Walter de Gruyter & Co. Geh. DM 2,40.

Troche, Alfred: Grundlagen des Stahlbetonbaues. Zweite, neubearbeitete und erweiterte Auflage. (Sammlung Götschen Band 1078.) 208 S. mit 75 Bildern, 17 Bemessungstafeln und 20 Rechenbeispielen. Berlin 1953, Walter de Gruyter & Co. Geh. DM 2,40.

Verdingungsordnung für Bauleistungen — VOB — Fassung 1952. 176 S., Halbleinen 5,50 DM. Teil A u. B — Fassung 1952. 36 S., geh. 1,60 DM. Erscheinungsjahr 1953. Bauwelt Verlag, Berlin; Beuth-Vertrieb G. m. b. H., Berlin; Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld; Werner-Verlag G. m. b. H., Düsseldorf-Lohausen.

Wie baue ich wirtschaftlich? Forschungsergebnisse für Architekt und Bauingenieur, Zusammengefaßt vom Rationalisierungs-Kuratorium der deutschen Wirtschaft. Zweigstelle Berlin, AG Bauwesen. 64 S. Zu beziehen vom RKW, Berlin-Schmargendorf, Auguste-Viktoria-Straße 66, zum Preise von 3,— DM.

Berichtigung von Druckfehlern

aus dem Beton-Kalender 1953, 1. Teil.

Es muß heißen:

S. 125, 4. Zeile von oben: $\frac{w}{z}$ (nicht $\frac{w}{2}$).

S. 528, der zweite Absatz muß richtig heißen:

Die Rippen müssen Bügel erhalten. Hiervon kann in Wohngebäuden abgesehen werden, wenn nach § 20, Abs. 5, kein rechnerischer Nachweis der Schub sicherung erforderlich ist und außerdem Füllkörper angeordnet werden, die die Rippen auch an der Unterseite mit ausreichend dicken Nasen umschließen (z. B. nach DIN 4158 und DIN 4160) und die Stützweite der Decke nicht größer als 6 m ist.

Am Auflager darf jeder zweite Bewehrungsstab aufgebogen werden, wenn in jeder Rippe 2 Stäbe liegen. Sonst sind die Schubspannungen allein durch Bügel aufzunehmen (vgl. § 20).

S. 588, Spalte 6, Zeile 11: 90 (nicht 70).

S. 684, Abschnitt 8. 113 ... nach Tafel 6: Zeile 2 (nicht Zeile 1).

S. 685, Fußnote muß lauten: ... gilt Tafel 6, Zeile 2 (nicht 1).